



Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

PROYECTO O TESINA DE ESPECIALIDAD

Título

**Análisis de soportes reforzados
sometidos a flexocompresión esviada.**

Autor/a

Xavier Agulló Farré

Tutor/a

Antonio R. Marí Bernat y Jesús Miguel Bairán García.

Departamento

Departamento de Ingeniería de la Construcción.

Intensificación

Estructuras de hormigón.

Fecha

Julio 2012

Análisis de soportes reforzados sometidos a flexocompresión esviada



TESINA

Xavier Agulló Farré

Departamento de Ingeniería de la Construcción
Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña

Julio 2012

Análisis de soportes reforzados sometidos a flexocompresión esviada

Dirigida por: Antonio R. Marí Bernat y Jesús Miguel Bairán García

Versión 1

**Departamento de Ingeniería de la Construcción
Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y
Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña**

Julio 2012

Copyright © Xavier Agulló Farré

Agradecimientos

*Si buscas resultados distintos, no hagas
siempre lo mismo*

Albert Einstein.

En primer lugar, quiero mostrar mi más sincero agradecimiento a mis tutores, D. Antonio Marí y Jesús Miguel Bairán, quienes me han brindado la oportunidad de llevar a cabo este proyecto. Los mismos que, gracias a su paciencia, comprensión y sabiduría me han apoyado en esos momentos clave donde más lo requería a seguir adelante con la tesina.

Con los mismos respetos que se merece, quiero agradecer al Gerente de la empresa CivilCad Consultores, D. Lluís Maria Callis, la total predisposición y el apoyo prestados a lo largo de estos meses de trabajo y la gran ayuda con el software prestado para realizar los cálculos estructurales.

Quisiera también agradecer a mis padres, Joan y Isabel, a mi hermana Elisabet y al resto de mi familia, amigos y compañeros el apoyo que siempre me han demostrado en el transcurso de la tesina y a lo largo de todos estos años de universidad.

Asimismo, quiero dar las gracias a todas aquellas personas que de una forma u otra han contribuido a mi formación y desarrollo profesional y personal.

Resumen

Este trabajo de investigación trata el refuerzo de pilares mediante una técnica que podría considerarse ya antigua, el encamisado de hormigón armado, con la intención de proponer una nueva metodología de cálculo y criterios de diseño que mejoren los actuales.

El refuerzo mediante encamisado pretende generar el menor trauma posible en el conjunto estructural para aportar una solución de refuerzo clara, limpia y eficaz. El planteamiento básico consiste en realizar un recrecido de hormigón armado al soporte considerando que el pilar antiguo tiene una resistencia que dependerá de la predeformación del mismo. De esta forma, se pretende reducir los espesores del refuerzo que hasta ahora se calculaban despreciando la capacidad resistente del pilar antiguo e intentar dar criterios de diseño para mantener los niveles de seguridad.

Previamente al estudio del método presentado, se hace un repaso crítico del estado de la cuestión, el cual se extiende a otras técnicas de refuerzo de pilares, con diferentes esfuerzos de sollicitación. Se ha realizado de este modo porque ayuda a situar el método dentro de la casuística existente en la patología de soportes y permite revisar (y aprender) conceptos que son comunes a las distintas técnicas de refuerzo.

Seguidamente, se presentan las bases del método de cálculo propuesto, así como ejemplos comparativos de los resultados de aplicar esta metodología con la actual. Como ya se ha dicho, el análisis de un soporte existente que se refuerza a posteriori tiene, a diferencia de un pilar normal de obra nueva, una componente previa de deformaciones, debida a la historia de cargas a las que el mismo ha hecho frente. El núcleo (pilar antiguo) del elemento reforzado estará sollicitado, en la mayor parte de los casos, con una precarga que, por lo menos, corresponderá al peso propio y a las cargas muertas de la estructura existente. En este documento se trata el efecto que tiene en la respuesta resistente del pilar reforzado esta acción previa, que raramente podrá ser obviada (salvo que se recurra a la descarga mediante el apuntalamiento activo de descarga con cilindros hidráulicos).

Para finalizar, se presentan las diversas conclusiones que se desprenden de la utilización de la metodología propuesta en todos los ejemplos presentados, así como los apéndices y bibliografía utilizada para llevar a cabo la investigación.

Abstract

This research project is about the reinforcement of pillars using what can be considered as an old technique, the reinforced concrete jacket; with the aim of proposing a new methodology of calculation and criteria of design that improve the current ones.

The reinforcement with concrete jacket means to generate the lowest possible affection to the structural assembly in order to give a clear and efficient solution to the reinforcement. The basic approach consists on making a layer of reinforced concrete to the support taking into account that the old pillar has a resistance which will depend on its predeformation. In this way, it is pretended to reduce the thickness of the reinforcement, which has been calculated by avoiding the resisting capacity of the old pillar and giving criteria of design to maintain the levels of security.

Before studying the method, it is done a critical review of the matter, which is extended to other reinforcements of pillar techniques with different solicitation stresses. It has been done in this way because it helps situate the method in the casuistry existing in the supports pathology and allows revise (and know) concepts that are common to the different techniques of reinforcement.

Afterwards, the bases of the proposed method of calculation are presented, as well as examples of the results after using this methodology in comparison to the current one. As it has been said before, the analysis of an existing support that is reinforced later has, different to a pillar from a new building site, a previous component of deformation, due to the history of loads to which the pillar has had supported. The nucleus (old pillar) of the reinforced section has been affected in the most part of cases with a preload that at least will correspond to itself weight and to the death loads of the existent structure. In this documents it is studied the effect in the resistant response of the reinforced pillar this previous action, which rarely can be avoided (unless we resort to the unload using the active underpinning with hydraulic cats).

Finally, the conclusions of the use of this proposed methodology are presented, and all the examples, as well as the appendix and the bibliography consulted during this investigation.

Índice

Agradecimientos	VII
Resumen	IX
Abstract	XI
1. Introducción y motivación	1
1.1. Introducción	1
2. Estado del arte: Técnicas de refuerzo	5
2.1. Conceptos preliminares	5
2.1.1. Refuerzo y reparación de estructuras	5
2.1.2. Causas del refuerzo	7
2.1.3. Evaluación de soportes existentes	7
2.1.4. Historia de cargas de la pieza existente	7
2.2. Clasificación de sistemas de refuerzo	11
2.2.1. Recrecido con hormigón armado	11
2.2.2. Refuerzo con angulares	14
2.2.3. Refuerzos con encamisados metálicos	15
2.2.4. Refuerzo con materiales compuestos	15
2.3. Evaluación como sección compuesta	19
2.3.1. Refuerzos con rigidez paralela al eje del pilar	19
2.3.2. Cálculo del refuerzo como sección compuesta	19
2.3.3. Criterio clásico para evaluar el refuerzo de un pilar existente	20
3. Método propuesto para análisis de pilares en ELU	23
3.1. Hipótesis básicas	23
3.2. Diagramas de interacción. Concepto y obtención	25
3.3. Diagramas de interacción en tres dimensiones	27
3.4. Diagramas y superficies de interacción de secciones reforzadas	29

4. Ejemplos de aplicación	37
4.1. Análisis de un pilar	37
4.1.1. Objetivos	37
4.1.2. Análisis de la sección inicial	37
4.1.3. Análisis con la metodología actual	39
4.1.4. Análisis con la metodología propuesta	43
4.2. Diseño del refuerzo de la pila de un puente	44
4.2.1. Objetivos	44
5. Conclusiones	53
A. Resultados de los cálculos seccionales	55
A.1. Sección inicial. Geometría	55
A.2. Sección inicial. Comprobación a rotura	60
A.3. Sección inicial. Cálculo de la deformación	61
A.4. Sección reforzada. Metodología actual: Geometría	61
A.5. Sección reforzada. Metodología actual: Cálculo a rotura	66
A.6. Sección reforzada. Metodología propuesta: Geometría	67
A.7. Sección reforzada. Metodología propuesta: Cálculo a rotura	75

Índice de figuras

1.1.	<i>Secuencias durante la ejecución del refuerzo de un pilar con la técnica de hormigón proyectado [1].</i>	1
1.2.	<i>Armadura del encamisado de hormigón del refuerzo de una columna. [1].</i>	2
2.1.	<i>Se representa el efecto que tiene una intervención de protección, reparación y refuerzo en un diagrama de pérdida de capacidad en función del tiempo.</i>	6
2.2.	<i>Estado de cargas, deformaciones y tensiones en la fase 0, inmediatamente anteriores al refuerzo.</i>	8
2.3.	<i>Estado de cargas, deformaciones y tensiones en la fase 1, a partir del refuerzo (sin contar con el estado previo).</i>	8
2.4.	<i>Estado de deformaciones y tensiones a partir de la superposición de las fases 0 y 1.</i>	9
2.5.	<i>Esquema estático para tener en cuenta la descarga con apuntalamiento activo del pilar (izquierda). Componentes de la redistribución de deformaciones en servicio, gracias al efecto benéfico de la descarga por apuntalamiento activo (derecha).</i>	9
2.6.	<i>Efecto de pérdida de efectividad de la resistencia del hormigón nuevo, en el momento de la rotura, debido a la predeformación del hormigón antiguo.</i>	10
2.7.	<i>Rango de la respuesta de una sección confinada con bajo nivel de esfuerzos previos al confinamiento. El nivel superior se puede alcanzar con un procedimiento de descarga-refuerzo-recarga o bien con el confinamiento activo. Aunque no se recurra a la descarga (confinamiento pasivo), es posible garantizar ganancia de resistencia y ductilidad.</i>	11
2.8.	<i>Esquema de refuerzo con encamisado de hormigón armado y armaduras ancladas a los forjados.</i>	12
2.9.	<i>Ferrallado del refuerzo de un pilar de edificación [1].</i>	13

2.10. <i>Proceso de ferrallado y montaje de los moldes para el recrecido de refuerzo de un pilar de edificación con hormigón vertido en molde (hormigonado tradicional con encofrado) [8].</i>	13
2.11. <i>Refuerzo de pilares de edificación de sección rectangular con angulares y presillas [1].</i>	14
2.12. <i>Las fotografías corresponden a la rehabilitación de las pilas de un viaducto que fueron reforzadas con la técnica de encamisado metálico elíptico relleno con mortero. La imagen de la derecha muestra la sección antes de la intervención. [4]</i>	15
2.13. <i>Diferentes métodos de aplicación de materiales compuestos tipo FRP como refuerzo de pilas circulares. Mantas de fibras impregnadas con resina, tiras aplicadas manual y a máquina, piezas prefabricadas y tipo camisa con inyección de resina o mortero entre la camisa y el pilar. [3]</i>	17
2.14. <i>Aplicación de un vendado con una manta de material compuesto para la rehabilitación de una columna de edificación. [9]</i>	18
2.15. <i>Cálculo seccional de un refuerzo como sección compuesta. Se considera un único plano de deformaciones (ejemplo de flexocompresión de un pilar descargado sin precarga en el instante del refuerzo).</i>	20
3.1. <i>Características de los diagramas tensión-deformación del hormigón en rotura</i>	24
3.2. <i>Planos de rotura del hormigón</i>	25
3.3. <i>Diagrama continuo y cerrado de las deformaciones extremas ($\epsilon_c = \epsilon_{s2}, \epsilon_{s1}$) de una sección con recubrimientos nulos.</i>	26
3.4. <i>Flexocompresión esviada. Deformaciones y tensiones.</i>	28
3.5. <i>Superficie de interacción en flexocompresión esviada.</i>	28
3.6. <i>Definición geométrica de la sección inicial y de la sección reforzada del ejemplo.</i>	31
3.7. <i>Diagramas de interacción de la sección inicial, del encamisado y de la sección reforzada sin tener la inicial predeformación.</i>	31
3.8. <i>Variación de los diagramas de interacción en función de la predeformación de la sección inicial.</i>	32
3.9. <i>Situación en que la metodología actual está por el lado de la inseguridad al despreciar la sección inicial.</i>	33
3.10. <i>Superficies de interacción de la sección reforzada (sin predeformación en la sección inicial) y de la sección inicial.</i>	34
3.11. <i>Variación de la superficie de interacción de la sección reforzada en función de la predeformación de la sección inicial.</i>	35
4.1. <i>Definición geométrica de la sección inicial y de la sección reforzada que se estudiará en este capítulo.</i>	38

4.2.	<i>Superficie de interacción de la sección inicial.</i>	39
4.3.	<i>Plano de rotura de la sección inicial.</i>	40
4.4.	<i>Plano de deformación de la sección inicial.</i>	41
4.5.	<i>Superficie de interacción de la sección reforzada, calculada con la metodología actual.</i>	41
4.6.	<i>Plano de rotura de la sección reforzada calculado con la metodología actual.</i>	42
4.7.	<i>Superficie de interacción de la sección reforzada, calculada con la metodología propuesta.</i>	43
4.8.	<i>Plano de rotura de la sección reforzada, calculado con la metodología propuesta.</i>	44
4.9.	<i>Sección de la obra de fábrica con el refuerzo a diseñar.</i>	45
4.10.	<i>Sección de la obra de fábrica con el refuerzo a diseñar.</i>	46
4.11.	<i>Geometría de la sección de la pila una vez diseñado el refuerzo.</i>	48
4.12.	<i>Sentido físico de los vectores \vec{R} y \vec{S} cuyo cociente define el coeficiente de seguridad k</i>	49
4.13.	<i>Plano de deformación de la sección inicial debido a las cargas muertas.</i>	50
4.14.	<i>Evolución de la superficie de interacción de la sección inicial a la reforzada.</i>	51

Capítulo 1

Introducción y motivación

1.1. Introducción

El gran aumento de las infraestructuras a lo largo de estos últimos años esta comportando que muchas de las construidas anteriormente deban adaptarse a nuevas funcionalidades. Desde el punto de vista resistente, si lo que se plantea es un cambio de uso que exija nuevas capacidades, es posible plantearse hoy día soluciones de refuerzo en pilares que, con costes mínimos en comparación con los de demolición y reconstrucción ad hoc, resuelven a la perfección el problema planteado.



Figura 1.1: *Secuencias durante la ejecución del refuerzo de un pilar con la técnica de hormigón proyectado [1].*

Esta opción está bastante de actualidad debido a la situación económica y a la defensa de las operaciones sostenibles. En efecto, una construcción, ya sea de obra civil o de edificación existente, que se vea involucrada en un proyecto de crecimiento económico, se verá partícipe de varios escenarios posibles. En

un principio se puede llegar a la más radical de las decisiones, que comporta su demolición o sustitución. Este planteamiento resulta, por lo general, traumático y con gran repercusión económica, a menos que se vea justificado como el último recurso.

Alternativamente al procedimiento anterior se encuentra la mejora de la estructura para su reutilización. Tal mejora lleva asociado el refuerzo, ya que permite aprovechar las características mecánicas existentes para generar un nuevo sistema de mayor prestación. El refuerzo de estructuras existentes es una solución de reutilización sostenible, a igualdad de prestaciones en comparación con la obra nueva.



Figura 1.2: *Armadura del encamisado de hormigón del refuerzo de una columna. [1].*

La viabilidad de una intervención de refuerzo estructural depende de diversos factores exógenos como la funcionalidad, la afección al medio ambiente, el deseo y las opiniones del cliente o de la propiedad, la opinión de los usuarios y de la comunidad afectada, etc. En ese sentido, la misión de los ingenieros es presentar la solución de refuerzo, técnicamente fundada en un correcto diagnóstico, como viable y mejor que la clásica de "usar y tirar". En cuanto a los factores endógenos, quedará por ver, entre otros, el estado actual de la misma, su capacidad de aceptar el refuerzo, la capacidad de carga remanente, la accesibilidad y medios disponibles para la ejecución del refuerzo, etc. Partiendo

de la base que se cuenta con un estudio previo que dé cuenta del estado actual de la estructura existente (diagnóstico), el proyecto de refuerzo debe plantearse para que la obra se ejecute con la máxima eficacia prevista y responda a un marco de seguridad adecuado.

Las estructuras de hormigón armado que se construyeron como las primeras aplicaciones de este noble material ya han alcanzado, incluso superado, su primer centenario. Las entidades que se encargan del mantenimiento de dicho patrimonio estructural comienzan a tomar conciencia de la senectud de las obras, y reclaman a la comunidad científica y técnica actual, procedimientos de rehabilitación aplicables a éstas. El reciclaje de las estructuras viarias también comienza a tener actualidad, y de ahora en adelante, serán cada vez más frecuentes las intervenciones de ampliación de capacidad o de conservación, las cuales llevarán asociadas las nuevas técnicas de intervención sobre las estructuras actuales.

Por estos motivos se pretende, con este documento, proponer una metodología de cálculo de refuerzos de soportes mediante la técnica del recrecido de hormigón. Como se verá posteriormente, con la metodología de cálculo actual se desprecia la capacidad de los soportes antiguos a la hora de dimensionar los recrecidos de hormigón. El resultado es que dichos espesores están (por lo general) muy sobredimensionados para la función que deben realizar haciendo las operaciones de refuerzo más costosas.

Capítulo 2

Estado del arte: Técnicas de refuerzo

2.1. Conceptos preliminares

2.1.1. Refuerzo y reparación de estructuras

Conviene dejar claro la diferencia entre refuerzo y reparación de estructuras. Conceptualmente, una intervención de refuerzo produce un incremento de capacidad estructural (resistencia, ductilidad, rigidez, etc.), lo que se traduce implícitamente en la reutilización del elemento antiguo, para mejorar netamente sus prestaciones.

El pilar antiguo aporta al sistema reforzado (soporte antiguo + refuerzo) su capacidad remanente, debido a que generalmente las columnas de edificación soportan una precarga (o predeformación), la cual es deseable que se encuentre como máximo en el nivel de la carga de servicio. Para elevados niveles de precarga en una columna de hormigón armado, la misma experimenta una disminución de la rigidez de la pieza, y las posibilidades de reaprovechamiento se ven mermadas.

En el caso de elevados niveles de carga, próximos a la carga máxima, y cuando el nivel de daño es muy importante, la aportación estructural del soporte existente se hace despreciable. Cuando se acomete la intervención de un soporte antiguo en estas condiciones, se debe hablar propiamente de reparación.

En síntesis, reforzar (ver figura 2.1 superior) significa reutilizar la sección existente, para dotarla de mayor capacidad; en cambio, reparar (ver figura 2.1 intermedia) implica restaurar la capacidad original (si acaso incrementarla, pero sin contar con la aportación del elemento intervenido). La protección (ver

figura 2.1 inferior), a diferencia de la reparación y el refuerzo, no mejora prestaciones, sino que inhibe o desacelera el proceso de deterioro.

El término reparación también se aplica a las operaciones de mantenimiento que permiten la restauración del elemento antiguo dañado. Las reparaciones no estructurales tales como los parcheos, reconstrucciones de recubrimientos, etc, por lo general no requieren de un estudio de seguridad estructural. En cambio, cuando el porcentaje de pérdida de sección del elemento comienza a ser importante (valores aproximadamente mayores al 25 %), la reparación adquiere la categoría de estructural, y por tanto, debe plantearse en el marco de un proyecto de ingeniería estructural.

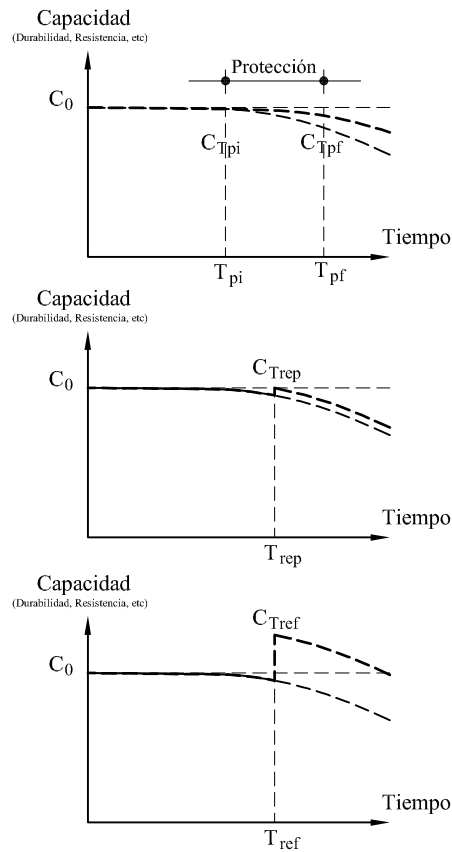


Figura 2.1: Se representa el efecto que tiene una intervención de protección, reparación y refuerzo en un diagrama de pérdida de capacidad en función del tiempo.

2.1.2. Causas del refuerzo

La necesidad de reforzar un pilar o soporte puede plantearse en cualquier instante de su vida útil o al llegar al final de ella si la estructura se mantiene en buen estado, y puede estar motivada por causas diversas: errores de proyecto, deficiencias de ejecución, incorrecto proceso constructivo, rehabilitación ante acciones accidentales (seísmos, choques, explosiones, etc), cambios de uso, nuevas exigencias normativas, etc.

2.1.3. Evaluación de soportes existentes

Esta tarea comporta la necesidad de realizar, antes de plantear la viabilidad del refuerzo, una inspección detallada de la estructura en su conjunto (no sólo los pilares), tanto desde el punto de vista estructural (mecanismo resistente y capacidad portante), como de la durabilidad (carbonatación, contenido de cloruros u otro tipo de ataque), con el fin de plantear tal refuerzo en el contexto adecuado. En particular, la evaluación de la capacidad portante (seguridad estructural) suele hacerse de tres maneras diferentes: probabilista, semiprobabilista y determinista, pero debe añadirse que no basta con cuantificar la seguridad (medida en ELU de la "distancia" entre la capacidad estructural R y las solicitaciones S), sino que, además, se debe evaluar el nivel de predeformación producida por las acciones permanentes que solicitan al pilar en el que se va a intervenir.

2.1.4. Historia de cargas de la pieza existente

Un pilar antiguo ha debido de soportar a lo largo de su vida una serie de solicitaciones producto de las cargas permanentes (peso propio y carga muerta), sobrecargas de uso y acciones accidentales, cuyo conocimiento o evaluación es imprescindible, tanto en términos de esfuerzos como de deformaciones acumuladas, dado que éstas constituyen un estimador del nivel de aprovechamiento de la sección.

En ese sentido, desde el planteamiento clásico de análisis seccional, una sección reforzada se comporta como una sección compuesta y evolutiva. Compuesta, porque simplícidamente está formada por dos elementos seccionales: la sección antigua y el refuerzo. Evolutiva, porque se puede estudiar en dos fases: la sección antigua, sin refuerzo, y la sección compuesta, reforzada.

En la primera fase (fase 0), la sección resistente es la sección antigua y soporta un estado tensional debido a la precarga que, por lo general, será debida al peso propio de la estructura más las cargas muertas aplicadas antes de la entrada en carga del refuerzo.

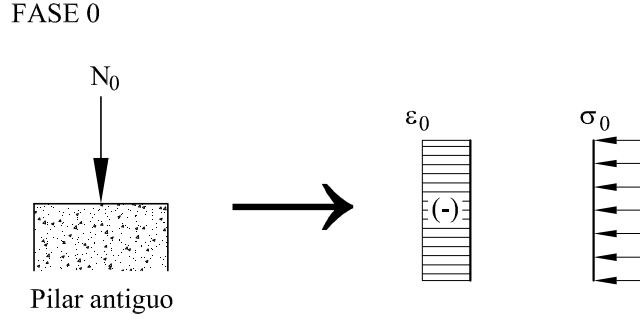


Figura 2.2: *Estado de cargas, deformaciones y tensiones en la fase 0, inmediatamente anteriores al refuerzo.*

El resto de cargas que se aplican luego de la puesta en servicio del refuerzo corresponden a la segunda fase (fase 1), y son todas aquellas cargas muertas y sobrecargas de uso y accidentales, a las que debe hacer frente la sección compuesta.

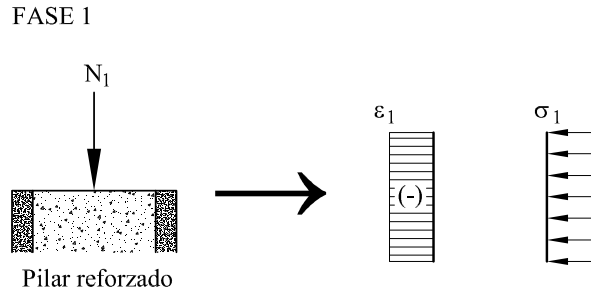


Figura 2.3: *Estado de cargas, deformaciones y tensiones en la fase 1, a partir del refuerzo (sin contar con el estado previo).*

En el estado tensional final (fase 1), existe una discontinuidad de deformaciones (y tensiones) en la pieza reforzada, debido a la precarga (predeformación). A menor sollicitación inicial en la pieza antigua, se obtiene una distribución más uniforme de deformaciones en el soporte reforzado, lo que implica una menor sollicitación en la pieza antigua y un mayor aprovechamiento del refuerzo. En caso contrario, si la mayor parte de la carga se aplica sobre la pieza antigua, el refuerzo se encontrará poco sollicitado.

En ese sentido, para optimizar la capacidad del soporte existente, se puede recurrir al procedimiento de descarga del pilar antiguo, mediante un apuntalamiento activo (gatos hidráulicos). Luego de llevar al pilar antiguo al estado

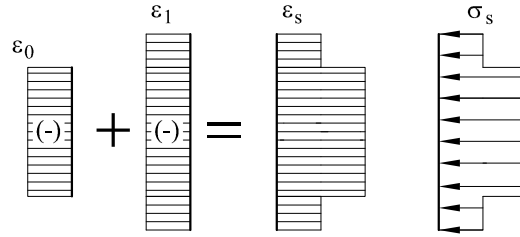


Figura 2.4: *Estado de deformaciones y tensiones a partir de la superposición de las fases 0 y 1.*

cuasi-noval (sin esfuerzos), se procede a la ejecución del refuerzo y, posteriormente, se aplican las restantes cargas, actuando sobre la sección compuesta, que respondería en la práctica como si de una sección única y nueva se tratase.

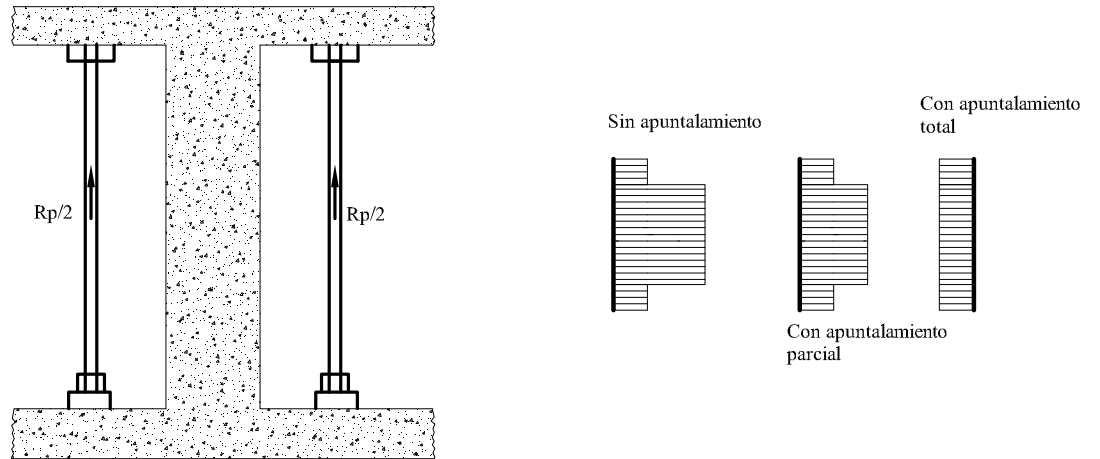


Figura 2.5: *Esquema estático para tener en cuenta la descarga con apuntalamiento activo del pilar (izquierda). Componentes de la redistribución de deformaciones en servicio, gracias al efecto benéfico de la descarga por apuntalamiento activo (derecha).*

Una manera simplificada de tener en cuenta en ELU el efecto de la precarga [5] consiste en reducir la resistencia del hormigón nuevo (hormigón de refuerzo). Esta reducción, en pilares solicitados a axil centrado, se puede tomar como un 80 %. La figura 2.7 representa gráficamente la superposición de los diagramas tensión-deformación del hormigón antiguo y del refuerzo, y muestra gráficamente este efecto. El hormigón antiguo será el que condicione la rotura de la sección compuesta (reforzada), debido a que posee una predeformación

producida por la precarga $\epsilon_{ca,t} = 0$, y por lo tanto el hormigón nuevo en el momento del colapso, sólo se deformará la diferencia entre la deformación última (2‰, para el caso de compresión centrada), y la predeformación, cuyo valor $\Delta\epsilon_{ca}$ será menor que la deformación última del hormigón nuevo.

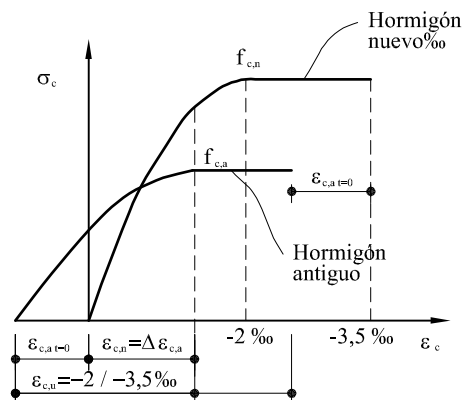


Figura 2.6: *Efecto de pérdida de efectividad de la resistencia del hormigón nuevo, en el momento de la rotura, debido a la predeformación del hormigón antiguo.*

Como se verá, el otro mecanismo que es posible movilizar para incrementar la capacidad resistente del pilar antiguo es movilizar el confinamiento. En este caso, el efecto de la precarga se refleja en una pérdida en el incremento de resistencia [8]. Resulta interesante comentar brevemente tres situaciones dependiendo del nivel de predeformación de las secciones antiguas.

Para niveles de predeformación en servicio (deformaciones pequeñas), la pérdida de eficacia del incremento potencial brindado por el confinamiento es muy bajo, por ello una sección confinada en este estadio tendrá una respuesta (incremento de resistencia y ductilidad) casi idéntica a la que hubiese obtenido en caso de refuerzo desde el inicio de la historia de cargas (estado noval).

El segundo nivel, corresponde a deformaciones próximas al colapso del hormigón antiguo sin confinamiento. El refuerzo de confinamiento pasivo (tal es el caso de los encamisados de hormigón armado) aplicado con este nivel de predeformación sólo puede retrasar el proceso de fisuración, con lo cual únicamente se obtiene una ganancia de ductilidad pero no se incrementa su resistencia.

Por último, para niveles de deformación muy avanzados (elevado nivel de daño) la respuesta es muy difícil de predecir, y el gráfico que se muestra en la figura 2.7 tiene solamente valor cualitativo.

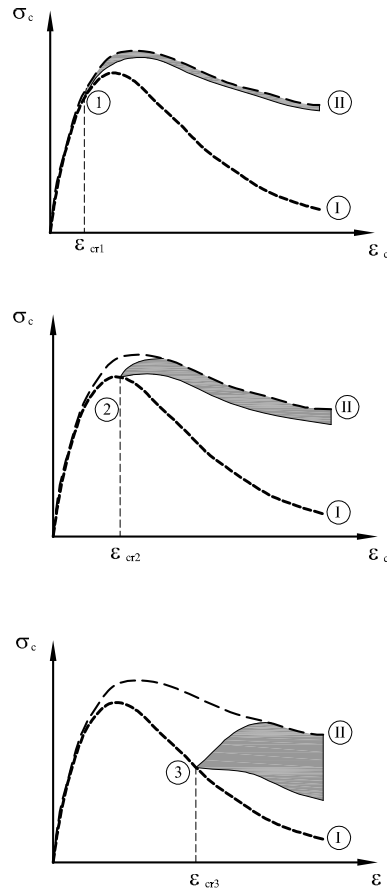


Figura 2.7: *Rango de la respuesta de una sección confinada con bajo nivel de esfuerzos previos al confinamiento. El nivel superior se puede alcanzar con un procedimiento de descarga-refuerzo-recarga o bien con el confinamiento activo. Aunque no se recurra a la descarga (confinamiento pasivo), es posible garantizar ganancia de resistencia y ductilidad.*

2.2. Clasificación de sistemas de refuerzo

2.2.1. Recrecido con hormigón armado

Comúnmente conocido en nuestro medio como recrecido, consiste en disponer de armadura pasiva, tanto longitudinal como transversal, entorno al perímetro del pilar antiguo, en cuya superficie se ha efectuado una preparación previa, para posteriormente realizar el hormigonado mediante vertido en un encofrado o bien añadiendo hormigón proyectado.

Es una de las técnicas más antiguas y también más económicas, ya que la

mano de obra y procedimientos constructivos requeridos, no difieren en mucho, respecto a la ejecución de un pilar de hormigón estructural de nueva ejecución.

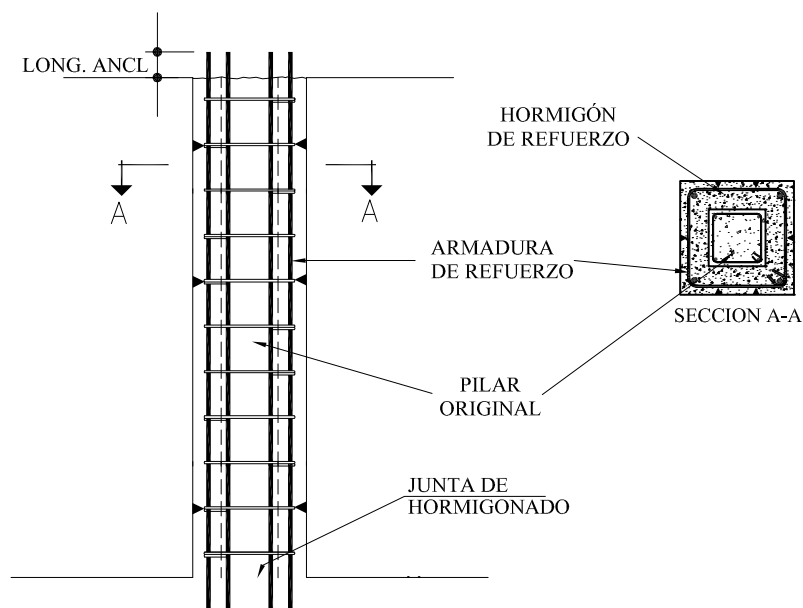


Figura 2.8: *Esquema de refuerzo con encamisado de hormigón armado y armaduras ancladas a los forjados.*

Este método de refuerzo tiene la ventaja de ser mucho más resistente al fuego y a las acciones medioambientales o ataques que afectan a la durabilidad (radiación solar directa, humedad, ácidos, etc) que los otros tipos de técnicas. Se trata de un sistema muy fiable en cuanto a la eficacia estructural se refiere si se la ejecuta siguiendo paso a paso las especificaciones fijadas en el proyecto.

El hormigonado se puede efectuar mediante el vertido en moldes o encofrados que se colocan en el perímetro del pilar antiguo, a través de un orificio practicado en la losa que acomete al soporte, o bien dejando una ventana o ranura, en la zona de la cabeza, dejando sin hormigonar un collar de unos centímetros, el cual se completa posteriormente con mortero tixotrópico o mortero seco tipo prepackt, si es que el proyecto del refuerzo exige que el encamisado haga contacto con la estructura horizontal.

Una de las alternativas es utilizar un hormigón convencional que se vierte y se vibra. Para facilitar el hormigonado se le añade un aditivo superfluidificante para que la mezcla penetre sin dificultades y pueda distribuirse de manera uniforme, en el espacio que queda entre las caras del encofrado, las armaduras y el pilar que se refuerza, sin que se produzcan oquedades ni coqueras. El es-



Figura 2.9: *Ferrallado del refuerzo de un pilar de edificación [1].*

pesor mínimo del recrecido con hormigón armado está en el orden de los 5 cm. La otra posibilidad, más reciente, consiste en recurrir al uso de hormigones de altas prestaciones, es decir, hormigones autocompactables y autonivelantes, de alta resistencia. Estos últimos no precisan de vibrado, se adaptan a los pequeños espacios y tienen una mayor adherencia al hormigón existente.



Figura 2.10: *Proceso de ferrallado y montaje de los moldes para el recrecido de refuerzo de un pilar de edificación con hormigón vertido en molde (hormigonado tradicional con encofrado) [8].*

Para el refuerzo de pilares es muy común, en países como Alemania y Grecia, que se aplique el hormigón proyectado. Esta forma de hormigonado tiene la ventaja permitir atacar de una sola vez todo el fuste del pilar.

Como el hormigón que se emplea suele ser el convencional, el encamisado experimentará una retracción en los extremos (capitel y base), que debe ser tenida en cuenta a la hora del diseño. Esta técnica permite realizar espesores de camisa menores que los obtenidos con hormigón vertido, aunque por razones de durabilidad no resulta conveniente proyectar espesores menores a los 4 cm.

2.2.2. Refuerzo con angulares

Por una cuestión de forma de los angulares metálicos, este tipo de refuerzo queda restringido a la rehabilitación de secciones rectangulares. Es junto con el recrecido de hormigón armado, una de las técnicas más extendidas en obras de refuerzo de pilares de edificación. La intervención se ejecuta disponiendo angulares de acero en las cuatro esquinas del elemento y se los arriostra transversalmente entre sí por medio de presillas soldadas, cables o tornillos pretensados.



Figura 2.11: *Refuerzo de pilares de edificación de sección rectangular con angulares y presillas [1].*

Para garantizar la entrada en carga de los angulares suele ser necesario disponer de angulares en los extremos (pie y capitel de la columna), comúnmente denominados simplemente capiteles. Además, para conseguir una unión adecuada del capitel y el forjado, se interpone un mortero de alta resistencia a compresión, para que actúe como elemento de reparto y para que evite la concentración de tensiones y cree un contacto lo más uniforme posible.

Para mejorar el contacto entre los angulares y las esquinas de las columnas de hormigón (que tienen inevitables imperfecciones luego de su ejecución) se suele recurrir al encolado con resina epoxi del angular metálico sobre la superficie del hormigón.

2.2.3. Refuerzos con encamisados metálicos

La técnica consiste en abrazar con una camisa de chapa delgada, generalmente de acero, el perímetro del pilar. En el caso de que el mismo sea cuadrado o rectangular, y se use una chapa de sección circular, se rellena el hueco con hormigón o mortero.

Como su diseño estructural, se basa principalmente en la mejora de la resistencia del pilar actual, al generar un estado triaxial de tensiones que confinan la sección transversal, una de las técnicas consiste en el inyectado de lechada o mortero, en el espacio que queda entre la camisa y el pilar original (aunque la camisa tenga la misma forma que el pilar). El método de inyeccionado a presión de la lechada provoca un estado de tensión de tracción en la camisa, que al reaccionar contra el pilar, genera un confinamiento activo. De todos modos se menciona que también se ejecutan camisas pegadas con resina epoxi.



Figura 2.12: Las fotografías corresponden a la rehabilitación de las pilas de un viaducto que fueron reforzadas con la técnica de encamisado metálico elíptico relleno con mortero. La imagen de la derecha muestra la sección antes de la intervención. [4]

2.2.4. Refuerzo con materiales compuestos

Se define por material compuesto a aquel que está formado por la unión de dos o más materiales de características físicas y mecánicas distintas con el fin de obtener un nuevo material que permita aprovechar óptimamente las pres-

taciones de cada material individual. La mayoría de los materiales naturales obtienen sus propiedades por la combinación de dos o más componentes. Por ejemplo, muchos de los tejidos del cuerpo humano poseen una elevada resistencia a la vez que ofrecen una enorme flexibilidad por estar formados por fibras como el colágeno que se encuentran embebidas en una matriz de menor rigidez.

Otro ejemplo claro es el bambú y sin ir más lejos un árbol cualquiera posee una estructura fibrilar dada por la celulosa siendo la lignina el polímero natural que forma las paredes celulares y aporta el refuerzo necesario a la unión entre ellos.

A partir de la década del 90 de la pasada centuria, los materiales compuestos comenzaron a tener su aplicación como material de refuerzo y rehabilitación de estructuras y desde entonces fueron ganando un gran campo de aplicación debido principalmente a la elevada relación entre resistencia y peso, y a su elevada resistencia a la corrosión. Entre las diversas aplicaciones de los materiales compuestos se encuentra el encamisado de pilares de hormigón armado como técnica de refuerzo de elementos existentes.

Los materiales compuestos que, por lo general, se emplean para el refuerzo de estructuras son las láminas de polímeros reforzados con fibras (su sigla en inglés, FRP). Las fibras más utilizadas son las de vidrio, carbono, y aramida. La elección del tipo depende de varios factores, incluidos el tipo de carga y las condiciones medio ambientales del entorno de la estructura. Las fibras se pueden conseguir a modo de elementos preformados o bien como planchas o en láminas. En general las bandas son de 1 a 2 mm de espesor y se fabrican en una gran variedad de anchos, en tanto que los elementos preformados (mantas) se suelen emplear en almas de vigas para cubrir el cortante o bien para el confinamiento de elementos tipo pilar de sección circular o poligonal de relación de lados tendientes a la unidad. Los adhesivos más comúnmente usados son las resinas epoxi, siendo su formulación dependiente de las condiciones ambientales (humedad relativa y temperatura).

Hoy en día existen distintos tipos de sistemas de refuerzo:

1. Sistemas de tejidos o laminas aplicados en húmedo.
2. Sistemas basados en elementos prefabricados.
3. Sistemas especiales; por ejemplo, de envoltura automática, pretensado, etc.

Estos sistemas corresponden a distintos proveedores, y están basados en diferentes configuraciones, tipos de fibras, adhesivos, etc. Las tiras prefabricadas o laminados se aplican mejor en superficies planas o regladas, mientras que las

láminas o tejidos, pueden ser usadas tanto en superficies planas como convexas. Los sistemas automáticos tienen especial empleo en obras donde por ejemplo en estructuras con elementos modulados y/o repetitivos.

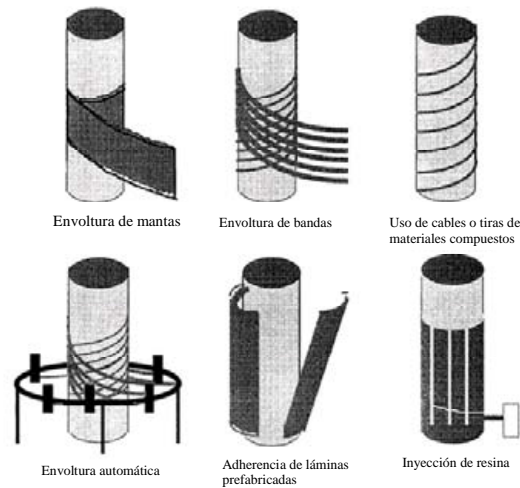


Figura 2.13: *Diferentes métodos de aplicación de materiales compuestos tipo FRP como refuerzo de pilas circulares. Mantas de fibras impregnadas con resina, tiras aplicadas manual y a máquina, piezas prefabricadas y tipo camisa con inyección de resina o mortero entre la camisa y el pilar. [3]*

En el caso del hormigón confinado con un material compuesto, el mismo se ve básicamente solicitado a tracción en la dirección transversal mientras que el hormigón se halla bajo un estado triaxial de compresión, de modo que ambos trabajan con sus máximas prestaciones.

El hormigón puede alcanzar elevadas deformaciones y resistencia como resultado del confinamiento del material compuesto a la par que se aprovecha la gran resistencia a tracción de éste último; con lo cual, las características frágiles individuales de cada uno se ven transformadas, debido al confinamiento, en una respuesta de elevada ductilidad.

Al contrario que el acero que tiene un comportamiento elastoplástico, las fibras se comportan de manera elástica lineal hasta la rotura (sin embargo esto último ocurre para grandes deformaciones). Para que el efecto del confinamiento sea eficaz es necesario que la sección transversal sea circular o poligonal con relación de lados no mucho mayor a la unidad.

Entre las principales ventajas del uso de bandas o láminas de fibras refor-



Figura 2.14: *Aplicación de un vendado con una manta de material compuesto para la rehabilitación de una columna de edificación. [9]*

zadas con polímeros se encuentran: su inmunidad a la corrosión, su bajo peso (alrededor de $\frac{1}{4}$ de el del acero), la facilidad de aplicación en espacios reducidos, el que sea incesario el uso de cimbrado para su aplicación, la reducción de los tiempos de mano de obra, elevada resistencia a la tracción; y la facilidad de adaptación a diversas formas geométricas.

Uno de los inconvenientes que puede tener esta técnica de refuerzo consiste en su baja resistencia al fuego, al vandalismo o las acciones accidentales, en el caso que se deje el material sin protección superficial. De todas formas, el refuerzo con fibra es empleado por lo general, para aumentar la sobrecarga que puede soportar una estructura, de modo que al verse sin el refuerzo en el colapso sea capaz de resistir por sí misma las cargas muertas y permanentes. Si se expone a los FRP a elevadas temperaturas, como por ejemplo en un incendio, se puede llegar a una degradación prematura que desencadena en el colapso (algunas resinas epoxi comienzan a ablandarse entre los 45 y 70°C). De ahí que los materiales poliméricos reforzados con fibra no siempre puedan ser aplicados en sustitución de otros sistemas de refuerzo.

El costo de los materiales por unidad de peso es mucho mayor si se lo compara con el acero (pero se hace menos desfavorable si se lo compara con el término de resistencia). Algunos materiales compuestos presentan la desventaja de tener coeficientes de dilatación térmica diferentes a los del hormigón, como por ejemplo la aramida o el carbono.

2.3. Evaluación como sección compuesta

2.3.1. Refuerzos con rigidez paralela al eje del pilar

Constituye una filosofía de diseño en la cual se prevé el trabajo del refuerzo en el mismo eje de la pieza que se refuerza. Esto implica que se deben proveer todos los medios necesarios para generar un trabajo en conjunto de la pieza reforzada como una sección compuesta, constituida por el pilar antiguo y por el refuerzo.

En los recrecidos que suponen compatibilidad de deformaciones en toda la altura del pilar, su capacidad seccional se evalúa como sección compuesta.

2.3.2. Cálculo del refuerzo como sección compuesta

Para el cálculo de la capacidad resistente de la sección se supone que las tensiones normales actúan en toda la sección transversal del pilar reforzado formada por el pilar antiguo (o núcleo) y el refuerzo (o encamisado).

En el cálculo de las secciones se suelen hacer las siguientes hipótesis:

1. Compatibilidad de deformaciones. Se supone que existe un único plano de deformación para la totalidad de la sección.
2. Se desprecia el efecto del confinamiento. Se considera que los esfuerzos se reparten de acuerdo a la rigidez a tensiones normales y no se tiene en cuenta la influencia de las armaduras transversales en la resistencia a esfuerzos normales.
3. Adherencia perfecta entre los componentes. No se considera el deslizamiento relativo en la interfaz entre la sección antigua y el encamisado de refuerzo. En una sección reforzada de hormigón armado los elementos componentes son cuatro: el hormigón del pilar antiguo, la armadura longitudinal antigua, el hormigón del refuerzo y la armadura longitudinal nueva.

El cálculo seccional se puede hacer con un programa de cálculo de análisis de secciones normales de nueva ejecución. A los efectos de la evaluación seccional, se trata de una sección de hormigón armado con dos tipos de hormigón y dos tipos de aceros (los antiguos y los nuevos).

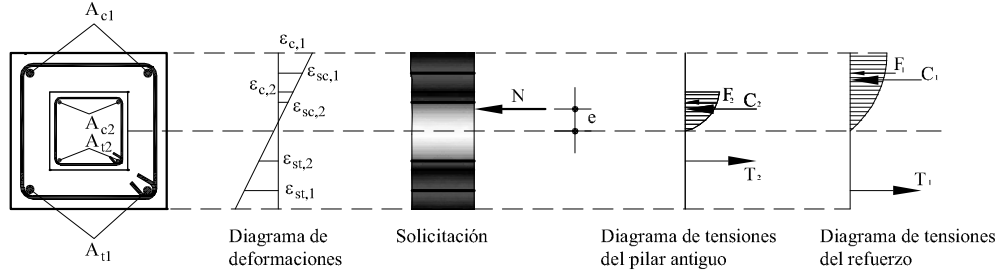


Figura 2.15: *Cálculo seccional de un refuerzo como sección compuesta. Se considera un único plano de deformaciones (ejemplo de flexocompresión de un pilar descargado sin precarga en el instante del refuerzo).*

2.3.3. Criterio clásico para evaluar el refuerzo de un pilar existente

Según Fernández Cánovas [2], para pilares recrecidos con hormigón armado en toda la longitud de los mismos, se suele prescindir de la capacidad del pilar existente. Según este criterio, el núcleo de la sección compuesta que antes del refuerzo resistía toda la carga, luego de que se ejecuta el refuerzo deja de admitir carga, y es el refuerzo añadido quien debe ser capaz de tomar toda ella.

Este autor justifica tal estrategia con el reparto de acciones entre el pilar antiguo y el refuerzo. Si el pilar antiguo soporta una carga N y diseñamos un refuerzo para poder soportar un incremento ΔN , el pilar original deberá soportar una carga $N + \alpha \Delta N$, y el refuerzo una carga $(1 - \alpha) \Delta N$. Si por cualquier motivo la carga $N + \alpha \Delta N$ agota el pilar de hormigón, el refuerzo pasa a tomar el 100 % de la carga $N + \Delta N$, y si no ha sido proyectado para soportar este esfuerzo, el pilar colapsará.

Este criterio, extremadamente conservador, salvo en casos muy concretos donde no es posible aprovechar la capacidad de carga del elemento que se interviene (como es el caso de pilares con niveles de axil muy por encima del servicio o próximos al colapso de la pieza, o con daño en un porcentaje elevado de la sección), entra más bien en el caso de reparación que en el de refuerzo. Es bueno recordar, que la reparación se encarga de restituir el nivel resistente de la pieza, mientras que el refuerzo usa la pieza existente, la reaprovecha y dota al elemento estructural de una nueva cuota parte de resistencia.

El ejemplo recurrente en la literatura existente [2],[6], [7] es el de la baja de resistencia. Como solución a este síntoma patológico se recurre al refuerzo, con lo cual, si se decide despreciar por completo de la capacidad del pilar exis-

tente, siendo que este elemento goza de buena salud estructural (tiene niveles de carga iguales o menores que la carga de servicio y no presenta disfunciones por durabilidad o debidas a acciones accidentales) se estará incrementando de manera técnicamente poco fundada el costo de la intervención.

Aún cuando en sus ensayos Ramírez llegó a demostrar que no es posible, en el caso del refuerzo de pilares con hormigón armado y angulares de esquina empresillados, lograr este cometido (que el refuerzo sustituya plenamente al pilar antiguo) cuando estos refuerzos reaccionan contra forjados de baja resistencia al cortante o punzonamiento; se cree que queda por hacer un nuevo planteamiento.

Capítulo 3

Método propuesto para análisis de pilares en ELU

3.1. Hipótesis básicas

Entre los métodos de cálculo de secciones sometidas a flexocompresión, el método parábola-rectángulo es el más exacto por la forma en que reproduce el bloque de compresiones del hormigón en rotura. No obstante es válido todo método de cálculo en agotamiento que se efectúe a partir de las siguientes hipótesis básicas:

1. Se admite las hipótesis de deformación plana de las secciones incluso en fases de prerotura para piezas en las que la relación l_0/h sea superior a 2 (l_0 = distancia entre puntos de momento nulo).
2. Existe adherencia perfecta entre hormigón y acero, es decir, bajo acción de las solicitaciones las armaduras tienen la misma deformación que el acero que las rodea.
3. Se considera despreciable la resistencia a tracción del hormigón ($f_{ct} = 0$).
4. Se admiten los siguientes diagramas tensión-deformación del hormigón en rotura:
 - a) Diagrama parábola rectángulo
 - b) Diagrama rectangular
 - c) Otros diagramas de cálculo, (parabólicos, birrectilíneos, trapezoidales), cuyos resultados se aproximen satisfactoriamente a los obtenidos con la parábola rectángulo o queden del lado de la seguridad.
5. Se admiten los siguientes diagramas de tensión-deformación del acero:

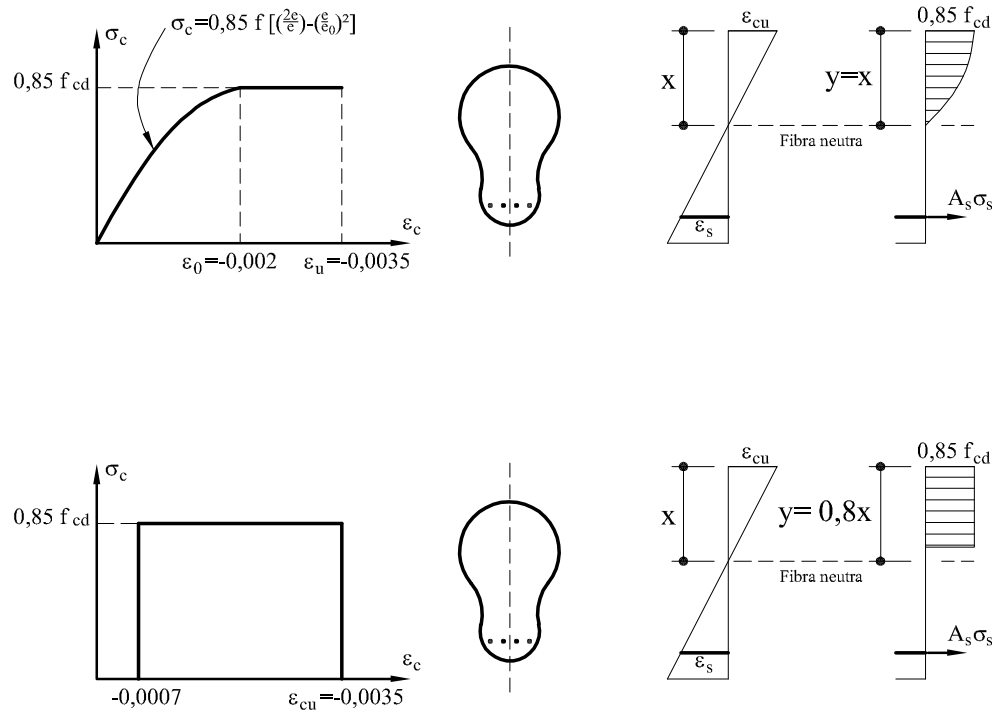


Figura 3.1: Características de los diagramas tensión-deformación del hormigón en rotura

6. Existe equilibrio entre las resultantes de las tensiones en hormigón y acero (respuesta seccional) y la sollicitación actuante (esfuerzo axial y momento flector).
7. La rotura seccional se define a partir de unos dominios de deformación relativos al hormigón y al acero.
 Dichos dominios de deformación, que pueden esquematizarse en el conocido como diagrama de pivotes, son:
 - Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 por 1000.
 - Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran alrededor de un punto A.
 - Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor de un punto B correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón $\epsilon_{cu} = 3,5$ por 1000.

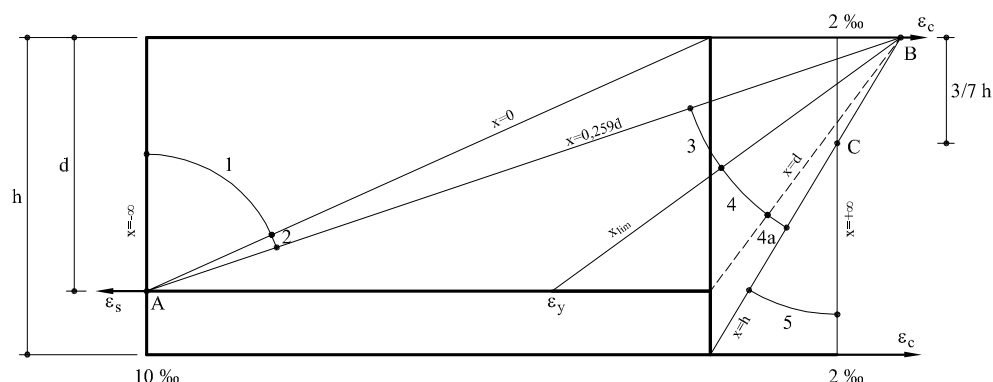


Figura 3.2: Planos de rotura del hormigón

El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por 1000 y ϵ_y , siendo ϵ_y , el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

- Dominio 4: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0.
- Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona del hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto .
- Dominio 5: Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión, $\epsilon_{cu} = 2$ por 1000.

3.2. Diagramas de interacción. Concepto y obtención

Los dominios de deformación corresponden a todas las solicitaciones normales de una manera continua, desde la tracción simple hasta la compresión simple, al variar la profundidad del eje neutro desde $-\infty$ a $+\infty$. Puede decirse que cada plano contenido en un dominio de deformación está asociado a un par de esfuerzos (N_u, M_u) que agotan la sección. Vemos cómo se relacionan entre sí.

Considérese un sección con armaduras de tracción y compresión y recubrimientos nulos (lo cual es una abstracción teórica para dar más claridad a la exposición). Si representamos en unos ejes las deformaciones extremas de la sección ($\epsilon_c = \epsilon_{s2}, \epsilon_{s1}$) para cada plano de rotura se obtiene el siguiente diagrama continuo y cerrado (ver figura 3.3).

Cualquier punto interior al diagrama de interacción representa un plano en

el que no agota ningún material y, por tanto, corresponde a una sollicitación resistida.

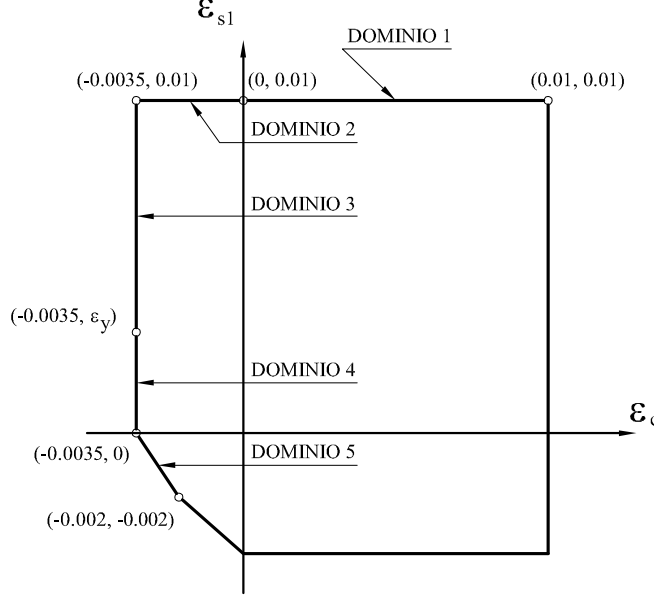


Figura 3.3: *Diagrama continuo y cerrado de las deformaciones extremas ($\epsilon_c = \epsilon_{s2}, \epsilon_{s1}$) de una sección con recubrimientos nulos.*

Para pasar de una deformación interior a una exterior o post-límite es preciso, necesariamente, cortar el diagrama, es decir, pasar por una situación límite. Un par $(\epsilon_c, \epsilon_{s1})$ fija unívocamente la posición de la fibra neutra y el plano de deformaciones (esto es, el valor de la deformación de todas las fibras de la sección). La ley de deformaciones mediante los diagramas $\sigma - \epsilon$ del hormigón en rotura y del acero define unívocamente una ley de tensiones. La resultante y el momento resultante de las tensiones normales constituyen los esfuerzos últimos (N_u, M_u) o sollicitación resistida y se obtiene planteando las ecuaciones de equilibrio seccional.

$$\begin{aligned} N_u &= \int_0^z \sigma_c(z) b(z) dz + A_s \cdot \sigma_{s1} + A'_s \cdot \sigma_{s2} \\ M_u &= \int_0^z \sigma_c(z) b(z) (z_s - z) dz + A_s \cdot \sigma_{s1} \cdot z_1 + A'_s \cdot \sigma_{s2} \cdot z_2 \end{aligned} \quad (3.1)$$

Es decir, el proceso es:

Se obtiene así, un diagrama (N_u, M_u) correspondiente a las sollicitaciones límite, llamado Diagrama de Interacción. Cualquier sollicitación de flexocom-

Plano ($\epsilon_{s1}, \epsilon_{s2}$)	\Rightarrow	Ecuación de compatibilidad $\epsilon(z)$	\Rightarrow	Diagramas $\sigma(z)$	\Rightarrow	Ecuaciones Esfuerzos Equilibrio
---	---------------	--	---------------	--------------------------	---------------	---------------------------------------

presión corresponde a un punto A (N_d, M_d) en unos ejes (N, M), que puede ser interior, exterior o estar sobre el diagrama. En el primer caso constituirá un solicitación resistida por la sección y en los otros, agotará la sección.

3.3. Diagramas de interacción en tres dimensiones

Hasta ahora se han considerado casos de secciones con un plano de simetría y solicitaciones actuantes en dicho plano, o sea, casos de flexocompresión recta. Sin embargo, en muchas ocasiones no se presentan estas circunstancias, como en secciones de forma asimétrica, secciones de forma simétrica pero asimétricamente armadas o secciones simétricas en forma y disposición de armaduras pero sometidas a solicitaciones fuera del plano de simetría.

En estos casos se producen solicitaciones de flexocompresión esviada, y, a pesar de implicar una mayor complejidad pueden ser tratados con un total paralelismo con los de flexión recta, como veremos a continuación.

Basándose en las hipótesis del método, que son totalmente generales, en un caso de flexocompresión esviada se plantean tres ecuaciones de equilibrio.

$$\begin{aligned}
 N_d &= \int \int_c \sigma_c \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \\
 M_{xd} &= \int \int_c \sigma_c \cdot x \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot x_i \\
 M_{yd} &= \int \int_c \sigma_c \cdot y \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot y_i
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

Los diagramas de deformación correspondientes al estado límite siguen siendo los mismos que en flexocompresión recta. Pero ahora las deformaciones en dos puntos no son suficientes; necesitamos, bien la deformación en tres puntos, o bien el ángulo que forma la fibra neutra con uno de los ejes y las deformaciones en dos puntos, ya que se trata de definir un plano en el espacio. (figura 3.4).

Para una posición de la fibra neutra (en ángulo solamente) podemos recorrer, como en flexocompresión recta, los dominios de deformación o dia-

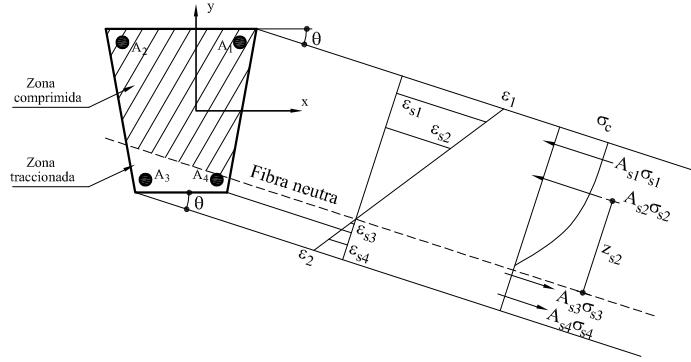


Figura 3.4: *Flexocompresión esviada. Deformaciones y tensiones.*

grama de pivotes. De esta forma se obtiene una línea continua en el espacio $M_{xu} - M_{yu} - N_u$. Si variamos también el ángulo de la fibra neutra, de forma continua, obtendremos una superficie que es el diagrama de interacción de la sección (figura 3.5)

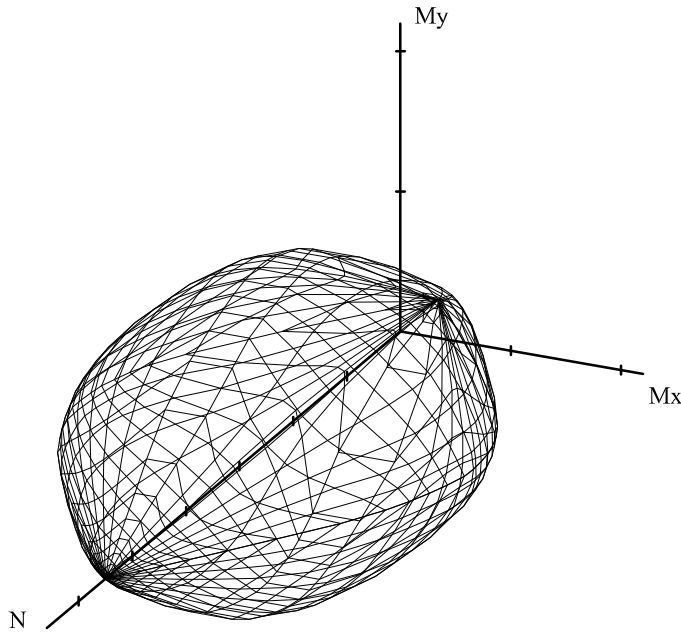


Figura 3.5: *Superficie de interacción en flexocompresión esviada.*

Esta superficie presenta el inconveniente de que un mismo par de momentos (M_{xu}, M_{yu}) corresponden varios axiles $(N_{u1}$ y $N_{u2})$. Para obviar estos valores

se pueden utilizar los valores $e_x = \frac{M_{xu}}{N_u}$, $e_y = \frac{M_{yu}}{N_u}$, $N_d = N_u$, siempre que $N_u \neq 0$, lo cual es el caso más normal en flexocompresión esviada. Entonces obtenemos, para N_d positivo, la superficie transformada del diagrama de interacción, con la ventaja de que a un par de excentricidades dado (e_x, e_y) sólo corresponde un axil N_u de la superficie de rotura.

3.4. Diagramas y superficies de interacción de secciones reforzadas

Para obtener los diagramas de interacción de una sección reforzada nos basaremos en las hipótesis del método de cálculo de diagramas de interacción en tres dimensiones, que son totalmente generales, en un caso de flexocompresión esviada. En éste se plantean las tres ecuaciones de equilibrio para con las modificaciones que supone el hecho de considerar una predeformación en uno de los contornos. Es decir, para el contorno de la sección inicial debemos considerar que las tensiones en el hormigón y el acero se pueden separar en dos componentes:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \sigma_{predef} + \sigma_{\Delta tension} \\ \sigma_{si} &= \sigma_{si_{predef}} + \sigma_{si\Delta tensiones}\end{aligned}\tag{3.3}$$

Donde σ_{predef} son las tensiones existentes en la sección debidas a la existencia de una predeformación previa y $\sigma_{\Delta tension}$ es el incremento de tensiones que podemos aplicar a la sección predeformada partiendo de una tensión inicial marcada por σ_{predef} hasta llegar a las tensiones que agotan la sección. Luego, la capacidad resistente de la sección predeformada deberemos disminuirle el valor de las tensiones que tiene por estar predeformada. Así, los valores de esfuerzos últimos se calcularán como:

$$\begin{aligned}N_{u_{ref}} &= N_u - \int \int_c \sigma_{predef} \cdot ds - \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si_{predef}} \\ &= \int \int_c \sigma_{\Delta tensiones} \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si\Delta tensiones}\end{aligned}\tag{3.4}$$

$$\begin{aligned}M_{ux_{ref}} &= M_{ux} - \int \int_c \sigma_{predef} \cdot x \cdot ds - \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si_{predef}} \cdot x_i \\ &= \int \int_c \sigma_{\Delta tensiones} \cdot x \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si\Delta tensiones} \cdot x_i\end{aligned}\tag{3.5}$$

$$\begin{aligned}
M_{uy_{ref}} &= M_{uy} - \int \int_c \sigma_{predef} \cdot y \cdot ds - \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si_{predef}} \cdot y_i \\
&= \int \int_c \sigma_{\Delta_{tensiones}} \cdot y \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si_{\Delta_{tensiones}}} \cdot y_i
\end{aligned} \tag{3.6}$$

En el contorno encamisado, en el cual no existe ninguna predeformación, las ecuaciones para encontrar los esfuerzos últimos serían las planteadas en el caso de tres dimensiones expuesto en el apartado anterior.

$$\begin{aligned}
N_u &= \int \int_c \sigma_c \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \\
M_{xu} &= \int \int_c \sigma_c \cdot x \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot x_i \\
M_{yu} &= \int \int_c \sigma_c \cdot y \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot y_i
\end{aligned} \tag{3.7}$$

Pero debemos tener en cuenta que ambos contornos están trabajando conjuntamente. Así, en el momento de calcular los esfuerzos últimos debemos introducir nuestro criterio de rotura. Es decir, la sección se integrara conjuntamente teniendo en cuenta que en los puntos donde exista una predeformación previa el esfuerzo último se reducirá por efecto de las tensiones existentes debidas a la predeformación. Cuando un punto de la sección agote, la sección se considerará agotada totalmente. Entonces, tenemos dos opciones:

1. Que el punto que agote esté predeformado.
2. Que el punto que agote no esté predeformado.

Si el punto está predeformado significa que el contorno refuerzo está trabajando pero no completamente cuando la sección agota y, por lo tanto, nunca será un refuerzo 100 % eficaz. En cambio, si el punto que agota es uno que no estaba predeformado significa que el refuerzo limita la capacidad resistente de la sección reforzada. Como se deja entrever para futuros estudios, el diseño óptimo sería aquel en que los puntos que agotara fueran a la vez tanto predeformados como sin predeformación.

Con el criterio descrito anteriormente se obtiene una línea continua en el espacio $M_{xu_{ref}} - M_{yu_{ref}} - N_{u_{ref}}$. Si variamos también el ángulo de la fibra neutra, de forma continua, obtendremos una superficie que es el diagrama de interacción de la sección reforzada considerando el efecto de las predeformaciones iniciales

A modo de ejemplo, y, aplicando la teoría descrita anteriormente al caso de dos dimensiones para que sea más gráfico, se dibujan, a continuación, tres diagramas de interacción para la sección de la figura 3.5. El primer diagrama

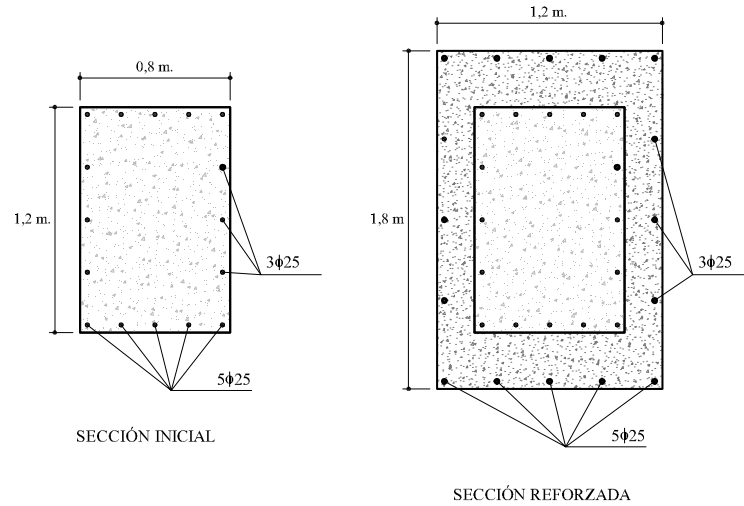


Figura 3.6: Definición geométrica de la sección inicial y de la sección reforzada del ejemplo.

considerando solamente la sección inicial, el segundo, únicamente considerando el encamisado de hormigón y el tercero, considerando la sección reforzada sin que la sección inicial esté predeformada, obtendríamos el dibujo de la figura 3.7. Luego, la máxima capacidad de una sección reforzada la obtenemos

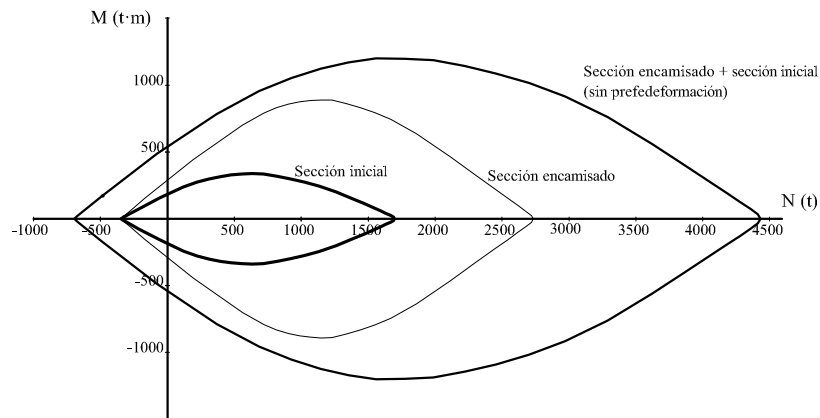


Figura 3.7: Diagramas de interacción de la sección inicial, del encamisado y de la sección reforzada sin tener la inicial predeformación.

considerando la capacidad resistente de la sección inicial sin predeformar y la capacidad del refuerzo. En el interior de este diagrama de interacciones tenemos el de la sección inicial, ya que tienen menos capacidad resistente. Por lo que se refiere al diagrama de interacción del encamisado de hormigón no tiene porque estar entre estos dos diagramas anteriores. Siempre será más pequeño que el diagrama de la sección reforzada total pero no tiene porque ser exterior al de la sección inicial (dependería de cómo se dimensiona el espesor del refuerzo).

Llegados a este punto, observamos qué ocurre si vamos aumentando la predeformación de la sección y cómo varía el diagrama de interacción calculado con la metodología propuesta. Para ello introducimos diferentes predeformaciones de la sección inicial y calculamos el diagrama de interacción con la metodología propuesta. A continuación, se muestran en la figura 3.8 los resultados obtenidos para diferentes predeformaciones y como se puede observar,

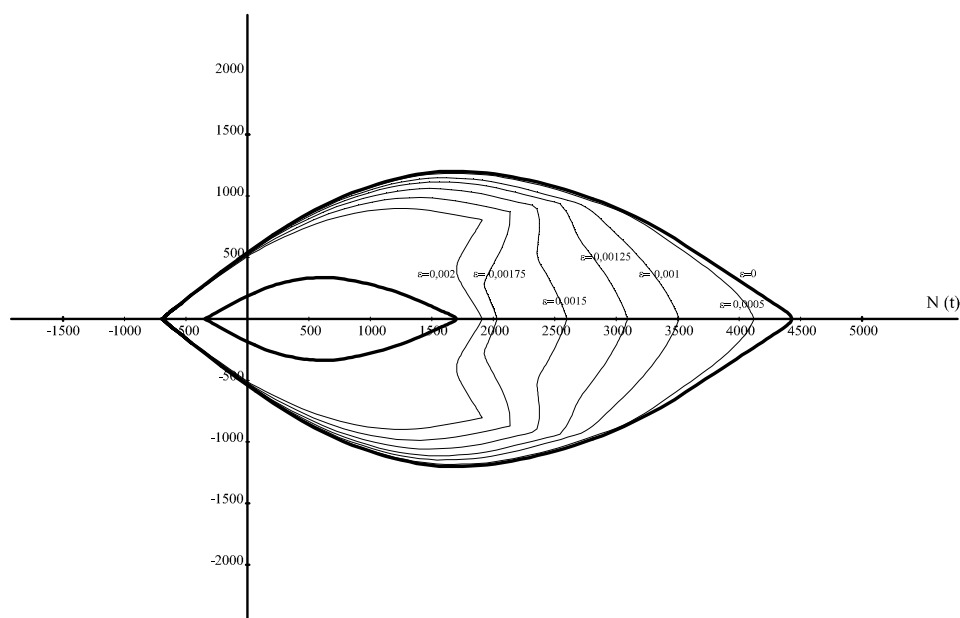


Figura 3.8: Variación de los diagramas de interacción en función de la predeformación de la sección inicial.

los resultados de la sección reforzada varían dependiendo de la predeformación inicial que tenga. Los resultados tienden a la capacidad resistente de la sección inicial cuando la sección inicial está sometida a una predeformación cercana a la de rotura (despreciando el efecto del confinamiento), en cambio, secciones con poca predeformación tienden a una capacidad resistente mayor. Esto supone que el factor más importante a tener en cuenta a la hora de dimensionar un soporte es conocer el estado de carga de dicha sección ya que si ésta es

cercana a la máxima, la forma más eficiente de llevar a cabo dicho diseño será modificando la historia de cargas realizando una descarga del pilar para favorecer la eficiencia del soporte.

Además, podemos observar que con la normativa actual existe una zona en la que, para secciones con una alta predeformación, el dimensionamiento sin tener en cuenta la sección inicial está por el lado de la inseguridad, como se puede observar en la figura 3.9. Esto hace evidente que es necesario revisar los criterios de rotura seccional a la hora de aplicarlos al diseño de secciones reforzadas.

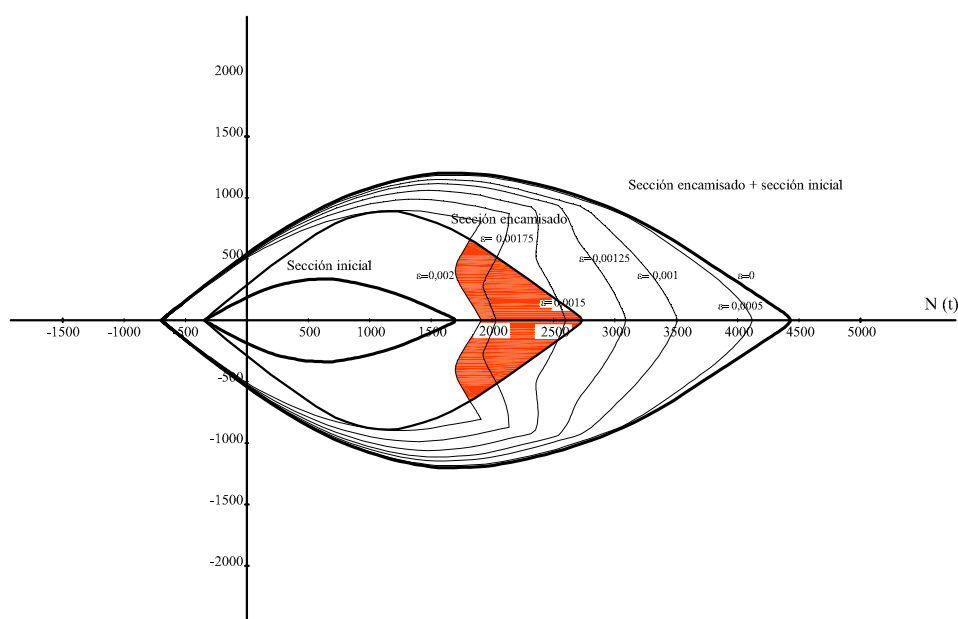


Figura 3.9: Situación en que la metodología actual está por el lado de la inseguridad al despreciar la sección inicial.

Una vez observada la variación en los diagramas de interacción en flexo-compresión recta, podemos extrapolar el cálculo a flexocompresión esviada obteniendo como resultados superficies. Para el cálculo de dichas superficies de secciones reforzadas se parte, como en el caso de tres dimensiones, de una sección completamente definida geométrica y mecánicamente.

Los puntos (N, M_x, M_y) de la superficie son tríos que agotan la sección y, por tanto, corresponden a algún plano de rotura; es decir, son alguno de los planos de alguno de los dominios definidos en el diagrama de pivotes. Por este motivo, son planos que pasan por el diagrama de pivotes.

La gran novedad es que tenemos deformaciones distintas para el encamisado de hormigón y el de la sección inicial. Luego, para construir la superficie de

interacción basta con considerar planos de rotura para cada contorno considerando que el inicial ya está predeformado e integrar las tensiones para obtener la fuerza y el momento que esas tensiones ejercen en el centro geométrico de la sección bruta de hormigón, punto que se elige por convenio.

Al recorrer plano a plano todos los dominios de rotura del 1 al 5 y para cada contorno se obtienen diferentes ternas de valores de la superficie de rotura. Cada terna de valores de cada contorno calculada para cada contorno es un punto que agota dicho contorno y como están trabajando conjuntamente se añade aditivamente a la terna del otro contorno (para la misma posición de la fibra neutra). A partir de aquí, el cálculo de la superficie de interacción se realiza de forma idéntica al caso de tres dimensiones sin refuerzo, se varía la posición de la fibra neutra y se van obteniendo los valores. Como es de esperar, la superficie de interacción de la sección reforzada albergará más volumen y contendrá la de la sección inicial. En la figura 3.10 se muestra la superficie de interacción de la sección reforzada (calculada sin predeformación) juntamente con la de la sección inicial (situada en su interior).

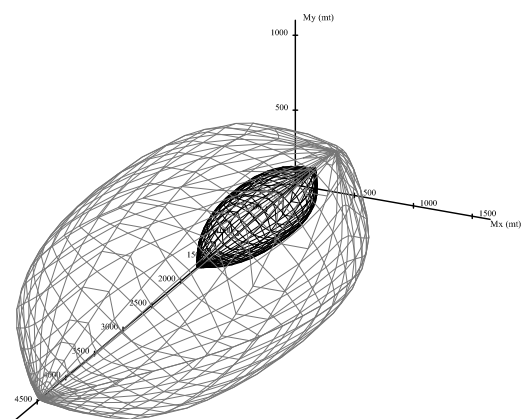


Figura 3.10: *Superficies de interacción de la sección reforzada (sin predeformación en la sección inicial) y de la sección inicial.*

Llegados a este punto y para alcanzar la máxima generalidad posible, se pretende mostrar la variación de las superficies en función de la predeformación que tenga la sección inicial a reforzar. Con estas superficies se podrá ver la variación de la capacidad resistente de la sección en función de cualquier acción en cualquier dirección. Como se ha hecho anteriormente, se calcularán las superficies de interacción para ciertos niveles de predeformación observando la evolución. Dichos resultados se muestran en la figura 3.11.

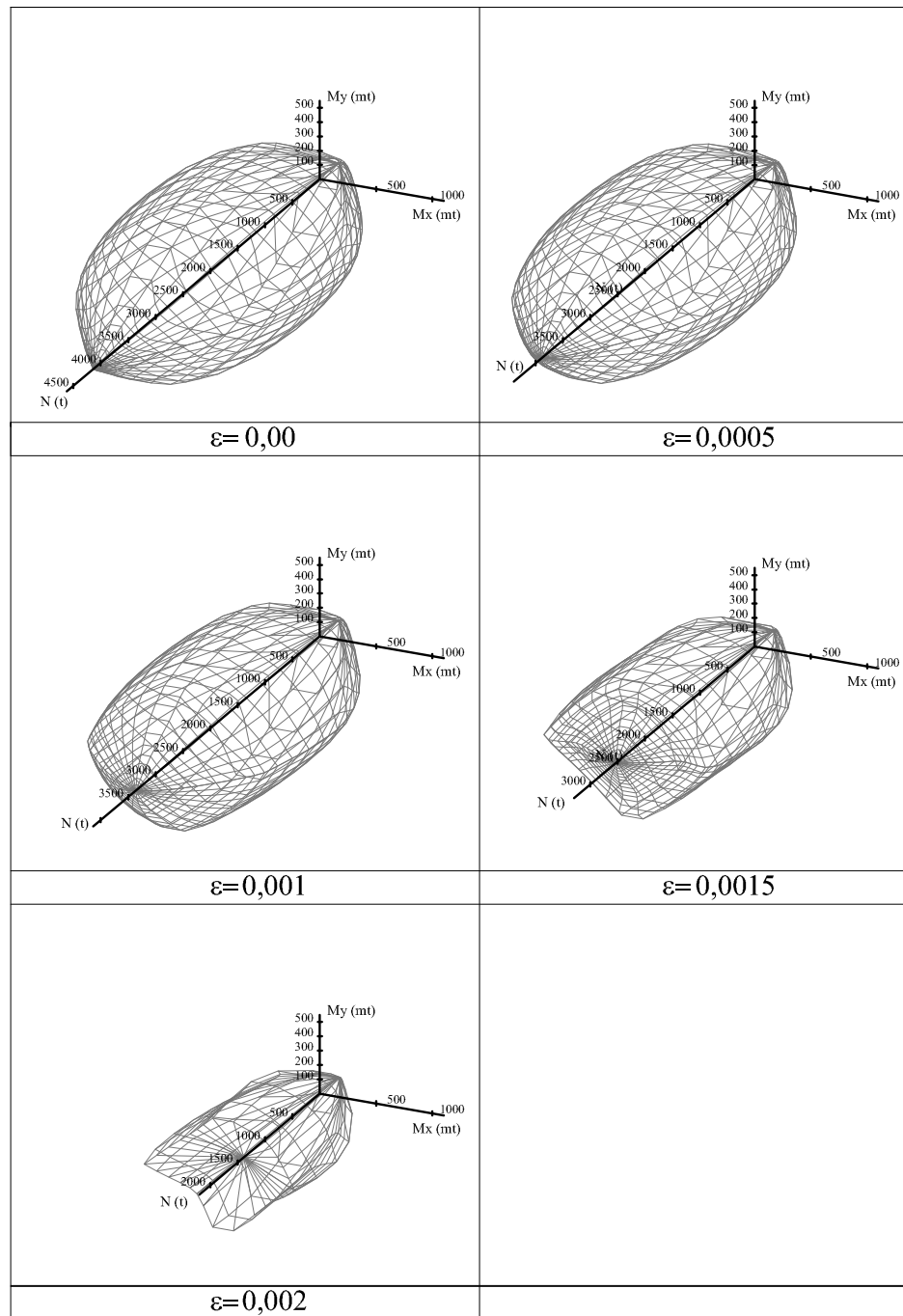


Figura 3.11: Variación de la superficie de interacción de la sección reforzada en función de la predeformación de la sección inicial.

Capítulo 4

Ejemplos de aplicación

4.1. Análisis de un pilar

4.1.1. Objetivos

Una vez expuesta la metodología de cálculo de un refuerzo se pretende mostrar con un ejemplo la diferencia de resultados de aplicar la metodología actual (que no tiene en cuenta la capacidad resistente de la sección inicial) con la metodología propuesta (teniendo en cuenta la capacidad resistente de la sección inicial considerando que esta predeformada). Para ello se propone una sección inicial y posteriormente dicha sección reforzada como se muestra en la figura 4.1 y se estudia con las dos metodologías.

Las acciones consideradas para este caso particular serán las siguientes:

$$\begin{aligned}N_d &= 3000kN \\M_x &= 1000kN \cdot m \\M_y &= 1000kN \cdot m\end{aligned}\tag{4.1}$$

La resistencia del hormigón de la sección inicial se considerará de $f_{cd} = 25MPa$ y la resistencia del hormigón del recrecido será de $f_{cd} = 35MPa$.

4.1.2. Análisis de la sección inicial

Primeramente realizaremos el análisis de la sección inicial. Para ello, y como se ha indicado anteriormente, calcularemos la superficie de interacción de dicha sección. Dicha superficie alberga todas las posibles situaciones de carga que la sección puede soportar. Basándose en las hipótesis del método descrito en el capítulo anterior, se plantean tres ecuaciones de equilibrio.

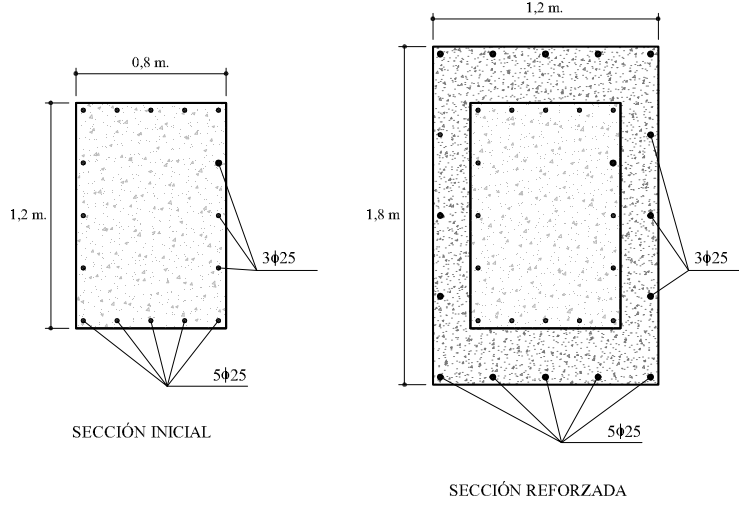


Figura 4.1: Definición geométrica de la sección inicial y de la sección reforzada que se estudiará en este capítulo.

$$\begin{aligned}
 N_d &= \int \int_c \sigma_c \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \\
 M_{xd} &= \int \int_c \sigma_c \cdot x \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot x_i \\
 M_{yd} &= \int \int_c \sigma_c \cdot y \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot y_i
 \end{aligned} \tag{4.2}$$

Los diagramas de deformación correspondientes al estado límite siguen siendo los mismos que en flexocompresión recta. Pero ahora las deformaciones en dos puntos no son suficientes; necesitamos bien la deformación en tres puntos, bien el ángulo que forma la fibra neutra con uno de los ejes y las deformaciones en dos puntos, ya que se trata de definir un plano en el espacio.

Para una posición de la fibra neutra (en ángulo solamente) podemos recorrer, como en flexocompresión recta, los dominios de deformación o diagrama de pivotes. De esta forma se obtiene una línea continua en el espacio $M_{xu} - M_{yu} - N_u$. Si variamos también el ángulo de la fibra neutra, de forma continua, obtendremos una superficie que es el diagrama de interacción de la sección.

Después de realizar dichos cálculos, la superficie de rotura se muestra en la figura 4.2.

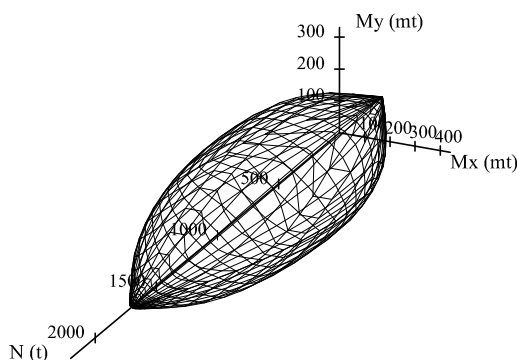


Figura 4.2: *Superficie de interacción de la sección inicial.*

Además, calcularemos el plano de rotura, dicho plano de rotura se calcula partiendo de los esfuerzos (N, M_x, M_y) y se busca aquel conjunto de esfuerzos proporcionales a los anteriores y de menor valor que inducen el estado de rotura en la sección. Después de realizar dichos cálculos, la superficie de rotura se muestra en la figura 4.3.

Los resultados de los cálculos del plano de rotura dan los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} N_d &= 4723,19 \text{ kN} = 481,958 T \\ M_x &= 1572,15 \text{ kN} \cdot \text{m} = 160,424 T \cdot \text{m} \\ M_y &= 1572,15 \text{ kN} \cdot \text{m} = 160,424 T \cdot \text{m} \end{aligned} \quad (4.3)$$

Seguidamente se calcula el estado de deformación de la sección y se muestran en la figura 4.4. Este cálculo será utilizado posteriormente para introducir la predeformación de la sección inicial al estudiar la sección reforzada.

Los resultados de los cálculos de deformación son los siguientes:

- Ángulo de fibra neutra = -1,16214143 rad
- Ángulo entre sección y plano de deformación = 0,00178589 rad
- Deformación en origen = -0,0011900

4.1.3. Análisis con la metodología actual

Seguidamente realizamos el cálculo de la sección reforzada con la metodología de cálculo actual. Esta se basa en despreciar la contribución resistente de la sección inicial. Para ello, y como se ha indicado anteriormente calcularemos los diagramas de interacción de dicha sección. Dicha superficie alberga

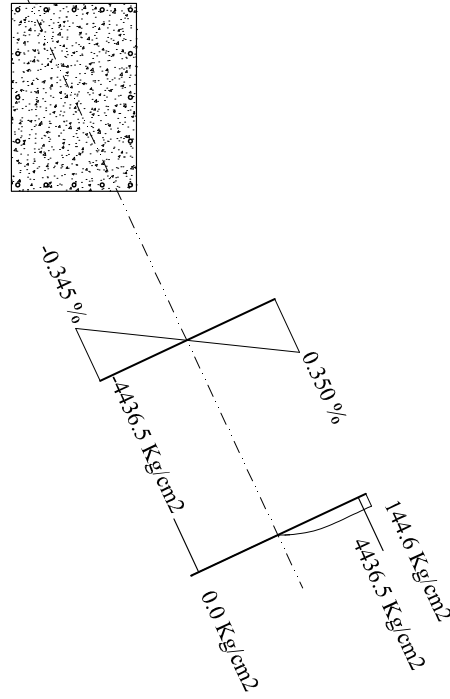


Figura 4.3: *Plano de rotura de la sección inicial.*

todas las posibles situaciones de carga que la sección puede soportar. Basándose en las hipótesis del método descrito en el capítulo anterior, se plantean tres ecuaciones de equilibrio.

$$\begin{aligned}
 N_d &= \int \int_c \sigma_c \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} kN \\
 M_{xd} &= \int \int_c \sigma_c \cdot x \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot x_i \\
 M_{yd} &= \int \int_c \sigma_c \cdot y \cdot ds + \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot y_i
 \end{aligned} \tag{4.4}$$

Para una posición de la fibra neutra (en ángulo solamente) podemos recorrer, como en flexocompresión recta, los dominios de deformación o diagrama de pivotes. De esta forma se obtiene una línea continua en el espacio $M_{xu} - M_{yu} - N_u$. Si variamos también el ángulo de la fibra neutra, de forma continua, obtendremos una superficie que es el diagrama de interacción de la sección.

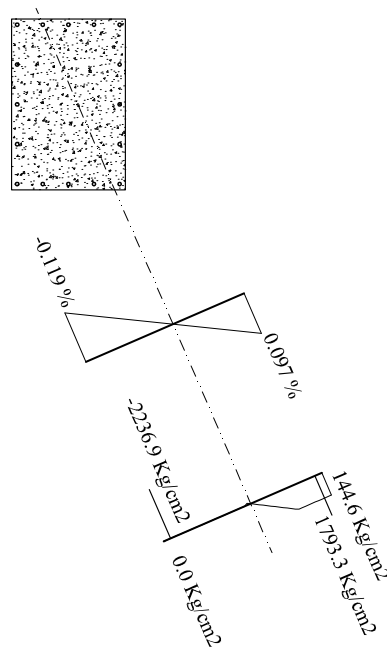


Figura 4.4: Plano de deformación de la sección inicial.

Después de realizar dichos cálculos, la superficie de rotura se muestra en la figura 4.5.

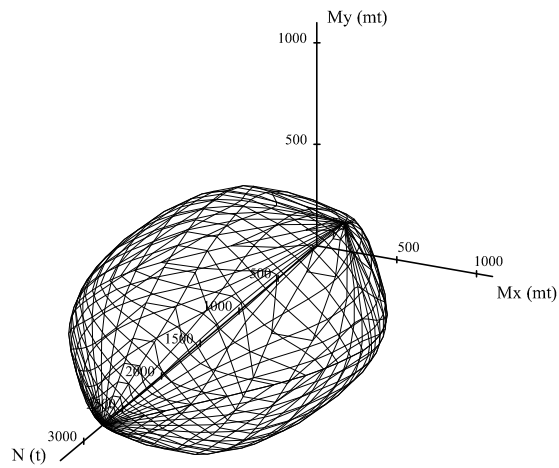


Figura 4.5: Superficie de interacción de la sección reforzada, calculada con la metodología actual.

Además, calcularemos el plano de rotura. Dicho plano de rotura se calcula partiendo de los esfuerzos (N, M_x, M_y) y se busca aquel conjunto de esfuerzos proporcionales a los anteriores y de menor valor que inducen el estado de rotura en la sección. Después de realizar dichos cálculos, la superficie de rotura se muestra en la figura 4.6.

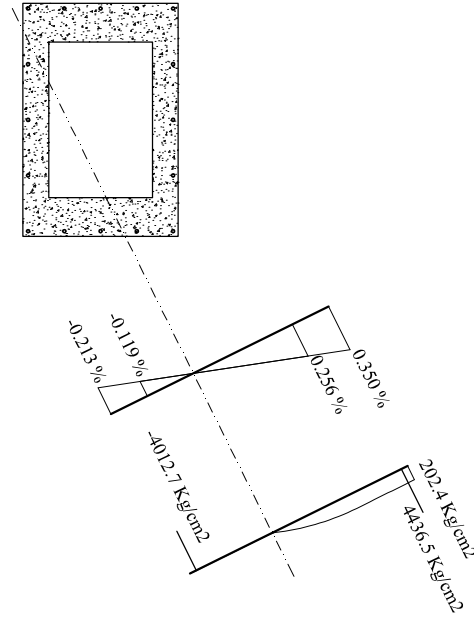


Figura 4.6: *Plano de rotura de la sección reforzada calculado con la metodología actual.*

Los resultados de los cálculos del plano de rotura dan los siguientes resultados:

$$\begin{aligned}
 N_d &= 12756,484kN = 1301,682T \\
 M_x &= 4253,788kN \cdot m = 434,006T \cdot m \\
 M_y &= 4253,788kN \cdot m = 434,006T \cdot m
 \end{aligned}
 \tag{4.5}$$

Como es natural, la sección puede soportar más esfuerzos que la inicial ya que éste es el objetivo del refuerzo. A partir de este punto, nos interesa conocer si la capacidad resistente de la sección reforzada aumenta mucho si tenemos en cuenta la sección inicial afectada por la predeformación que hemos calculado en la sección inicial.

4.1.4. Análisis con la metodología propuesta

Seguidamente realizamos el cálculo de la sección reforzada con la metodología de calculo propuesta. Es decir, se considera la contribución de la sección inicial considerando que está predeformada con una deformación que hemos calculado en el estudio de dicha sección. A partir de este momento, se calcula la superficie de interacción como se ha explicado en el capítulo anterior. Se considera que el hormigón antiguo puede tener diferente deformación que el nuevo. Los resultados de dicho cálculo se muestran en la figura 4.7.

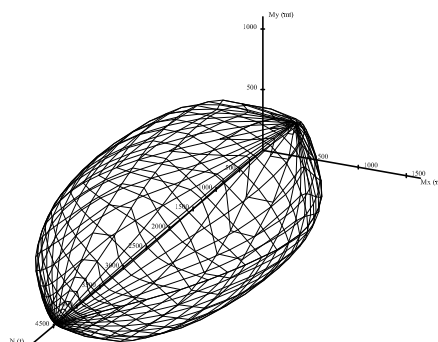


Figura 4.7: *Superficie de interacción de la sección reforzada, calculada con la metodología propuesta.*

Como se puede observar, esta superficie alberga un mayor cantidad de ternas de esfuerzos que la calculada con la metodología actual, lo que significa que dicha metodología actual sobredimensiona el tamaño del refuerzo necesario, la cual cosa incrementa su coste. Además, calcularemos el plano de rotura. Dicho plano de rotura se calcula partiendo de los esfuerzos (N, M_x, M_y) y se busca aquel conjunto de esfuerzos proporcionales a los anteriores y de menor valor que inducen el estado de rotura en la sección. Después de realizar dichos cálculos, la superficie de rotura se muestra en la figura 4.8.

Los resultados de los cálculos del plano de rotura dan los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} N_d &= 17403,506 \text{ kN} = 1775,868 T \\ M_x &= 5798,944 \text{ kN} \cdot \text{m} = 591,729 T \cdot \text{m} \\ M_y &= 5798,944 \text{ kN} \cdot \text{m} = 591,729 T \cdot \text{m} \end{aligned} \tag{4.6}$$

Llegados a este punto, nos podríamos preguntar cómo afecta la descarga parcial del pilar en el momento de construir el recrecido. Dicha descarga, como

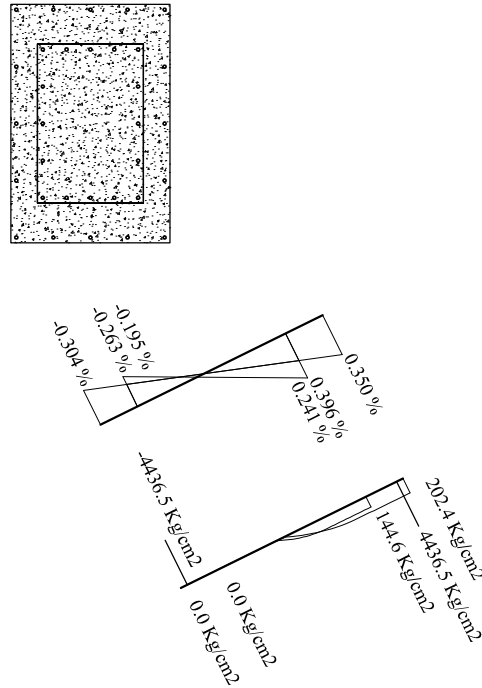


Figura 4.8: *Plano de rotura de la sección reforzada, calculado con la metodología propuesta.*

se ha comentado, puede realizarse mediante gatos hidráulicos y reduce las deformaciones de la sección inicial. Esta afectara al plano de rotura de la sección inicial (de los dos que tenemos cuando calculemos con la metodología propuesta) así que se trataría de optimizar la descarga (si es necesaria) para que los dos planos lleguen a rotura a la vez. En este caso, como se puede observar en la figura 4.8 los dos planos llegan a rotura casi a la vez y no es necesario una descarga.

4.2. Diseño del refuerzo de la pila de un puente

4.2.1. Objetivos

Nos situamos en un caso real en el que se requiere el refuerzo de una estructura. Se quiere ampliar una autovía ya que su capacidad no es suficiente para dar un buen servicio. Después de haberse estudiado diversas alternativas se ha decidido que la mejor es aumentar cada calzada con un carril más situado en la parte exterior. Debido a la solución adoptada de ampliación, es necesario modificar las diversas obras de fábrica que existen en dicha autovía para que puedan soportar la sobrecarga que provoca la construcción de estos nuevos ca-

riles. Una de estas obras de fábrica, en la que centraremos la atención, es un puente cuyas pilas se deberán reforzar para hacer frente a la sobrecarga que supone la ampliación del tablero. La geometría de las pilas se muestra en la figura 4.9 y se observa que solamente se puede realizar el refuerzo recreciendo una sola cara de la pila por criterios constructivos.

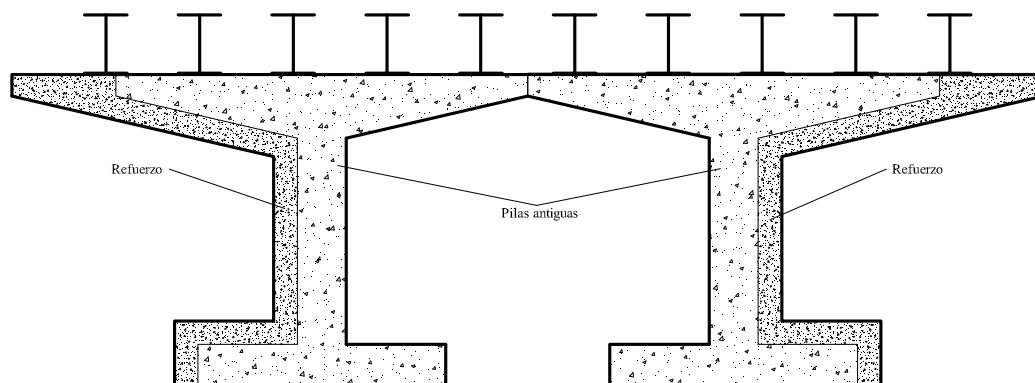


Figura 4.9: *Sección de la obra de fábrica con el refuerzo a diseñar.*

Además, son conocidos los esfuerzos que soporta la sección actual, así como los esfuerzos que tendrá que poder soportar la sección reforzada una vez puesta en funcionamiento. Los esfuerzos que soporta la sección inicialmente, así como los que tendrá que soportar una vez construidos los dos carriles son:

Situación inicial

$$\begin{aligned} N_d &= 10895,19kN \\ M_x &= 2031,64kN \cdot m \\ M_y &= 600,6kN \cdot m \end{aligned} \quad (4.7)$$

Situación final

$$\begin{aligned} N_d &= 16,342,785kN \\ M_x &= 3047,46kN \cdot m \\ M_y &= 900,9kN \cdot m \end{aligned} \quad (4.8)$$

También conocemos que el 60 % de estos esfuerzos son causados por acciones no permanentes, luego consideraremos que los esfuerzos debidos a cargas permanentes son el 40 %. Una vez conocidas las cargas se procede al diseño del refuerzo. Para determinar el espesor del refuerzo tenemos que utilizar algún criterio de diseño. Como sabemos, las pilas de los puentes son secciones

que no están trabajando a mucho rendimiento ya que si se dimensionaran la secciones para trabajar de este modo causarían un efecto visual de inseguridad (serían demasiado esbeltas). Luego descartamos dimensionar el espesor de refuerzo para que la sección trabaje a mucho rendimiento (debido a que se trata de una pila de puente). El criterio que utilizaremos es mantener los esfuerzos adimensionales lo más constantes posible en ambos casos, es decir, sabemos que los esfuerzos adimensionales se definen como:

$$\nu_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \mu_x = \frac{M_x}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \mu_y = \frac{M_y}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (4.9)$$

A partir de estas expresiones y conociendo las dimensiones de la sección inicial que se muestra en la figura 4.10 podemos calcular los valores de los esfuerzos adimensionales.

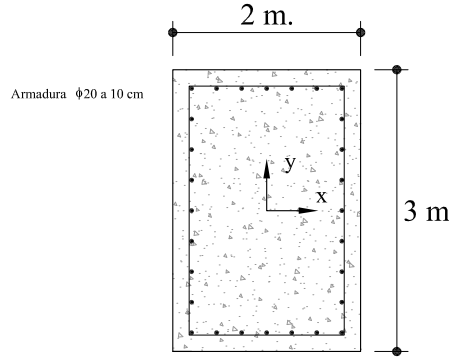


Figura 4.10: Sección de la obra de fábrica con el refuerzo a diseñar.

$$\begin{aligned} \nu_d &= \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{10895 \cdot 10^3}{6 \cdot 10^6 \cdot 20} = 0,0907916 \\ \mu_x &= \frac{M_x}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{2031,64 \cdot 10^6}{6 \cdot 10^6 \cdot 20 \cdot 3000} = 0,0056434 \\ \mu_y &= \frac{M_y}{A_c \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{600,6 \cdot 10^6}{6 \cdot 10^6 \cdot 20 \cdot 2000} = 0,0025025 \end{aligned} \quad (4.10)$$

Una vez calculados los esfuerzos adimensionales definimos cómo serán las formulas de los esfuerzos adimensionales de la sección reforzada teniendo en cuenta las consideraciones constructivas (es decir, que sólo podemos recrecer por un lado de la pila). Estas consideraciones nos impiden aumentar el valor de b que tiene que mantenerse. Luego, podemos definir las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
\nu_d &= \frac{N_d^*}{A_c \cdot f_{cd} + A_r \cdot f_{Rfd}} \\
\mu_x &= \frac{M_x^*}{(A_c \cdot f_{cd} + A_r \cdot f_{Rcd}) \cdot (h + h')} \\
\mu_y &= \frac{M_y^*}{(A_c \cdot f_{cd} + A_r \cdot f_{Rcd}) \cdot b}
\end{aligned} \tag{4.11}$$

Con estas expresiones podemos imponer la igualdad de los esfuerzos adimensionales quedándonos un sistema de tres ecuaciones con dos incógnitas. Estas incógnitas son A_r y h' que son respectivamente el área del hormigón de refuerzo y el espesor del refuerzo. Como podemos observar, las tres ecuaciones son redundantes, es decir, nos darán como resultado el valor del área del refuerzo (generalmente darán un valor distinto del área de refuerzo cada una). Luego, para dimensionar elegiremos la que tenga un valor de área que sea más elevado para asegurar el criterio elegido, es decir, mantener o disminuir el valor de los esfuerzos adimensionales. Una vez encontrado el valor del área del refuerzo encontraremos el valor de h' sabiendo que el valor de b es constante.

De la primera ecuación tenemos:

$$A_R^{(1)} = \frac{N^* - A_c \cdot f_{cd} \cdot \nu_d}{\nu_d \cdot f_{Rcd}} = 1714379mm^2 \Rightarrow h'_{(1)} = 857mm \tag{4.12}$$

De la segunda, tenemos:

$$A_r^{(2)} = \left(\frac{f_{cd}}{b} \right) + A_r \left(\frac{A_c \cdot f_{cd}}{b} + f_{Rcd} \cdot h \right) + \left(A_c \cdot f_{cd} \cdot h - \frac{M_x^*}{\mu_x} \right) = 0 \tag{4.13}$$

De aquí, obtenemos las dos raíces del polinomio de segundo grado. Descartamos una de las soluciones por ser negativa y no tener sentido físico por tratarse de un área. La solución es:

$$A_r^{(2)} = 1652672,632mm^2 \Rightarrow h'_{(2)} = 826,336mm \tag{4.14}$$

De la tercera ecuación obtenemos:

$$A_r^{(3)} = \frac{\frac{M_y^*}{b \cdot \mu_y} - A_c \cdot f_{cd}}{f_{Rcd}} = 1714285,71mm^2 \Rightarrow h'_{(3)} = 857,14mm \tag{4.15}$$

Luego, el área de refuerzo que se adopta es $A_r = \max\{A_r^{(1)}, A_r^{(2)}, A_r^{(3)}\}$ y el consecuente valor de h' .

Una vez determinado el espesor del refuerzo, pasamos a estudiar la sección reforzada. La geometría de dicha sección reforzada la podemos observar en la figura 4.11.

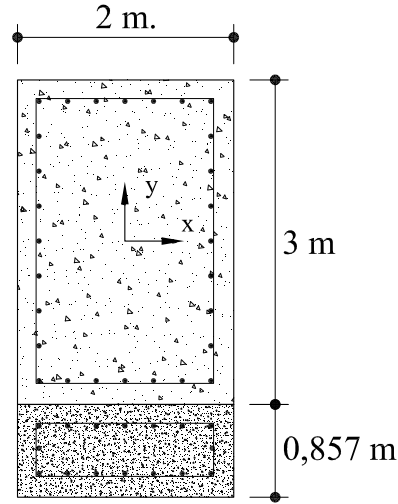


Figura 4.11: Geometría de la sección de la pila una vez diseñado el refuerzo.

La solución que decidimos diseñar queremos que cumpla con un coeficiente de seguridad mínimo. Para ello definimos un concepto de coeficiente de seguridad k . Dicho valor es el resultante de, partiendo de los esfuerzos (N, M_x, M_y) , llevar a la rotura la sección con esfuerzos proporcionales (con constante de proporcionalidad k) a los anteriores. Una vez llega a la rotura la sección obtenemos un valor de k . El valor de este coeficiente puede ser:

1. $k > 1$, significa que la sección será capaz de resistir las hipótesis de carga consideradas
2. $k < 1$, significa que la sección romperá antes de que se alcancen las hipótesis de carga

En nuestro caso, realizando este cálculo en la sección inicial, obtenemos unos valores de esfuerzos de rotura y de coeficiente de seguridad que son los siguientes:

$$\begin{aligned}
 N_u &= 10,007,891T \\
 M_{xu} &= 1861,648T \cdot m \\
 M_{yu} &= 559,648T \cdot m \\
 k &= 9,00189
 \end{aligned}
 \tag{4.16}$$

Como podemos observar, y como era de esperar la sección inicial tiene un coeficiente de seguridad elevado lo que muestra, como ya se expuso anteriormente, que su dimensionamiento no se ajustaba a obtener un máximo rendimiento, sino para tener unas dimensiones que causarían un efecto visual

de seguridad. El sentido físico de este coeficiente de seguridad lo podemos observar en la figura 4.12. Se trata del cociente entre el vector que va desde el origen hasta intersectar la superficie de interacción con el vector que va desde el origen al punto de esfuerzos actuales, ambos con la misma dirección. Llegados a este punto, se procede a comprobar el coeficiente de seguridad de la sección reforzada. Como es de suponer, como por condiciones constructivas el recrecido solamente se ha podido realizar en uno de los lados y no simétricamente, las capacidades resistentes de la sección aumentarán con el refuerzo pero no proporcionalmente, es decir, si el encamisado fuera simétrico en toda la sección el aumento de la superficie de rotura sería homotética a la de la sección inicial. En cambio, al no ser simétrico tenemos que vigilar cómo crece la superficie de rotura ya que el coeficiente de seguridad puede disminuir mucho. Entonces, elegimos un coeficiente de seguridad mínimo de $k = 8$, esto significa aumentar proporcionalmente los esfuerzos ocho veces partiendo de los esfuerzos en la situación final para llegar a la rotura.

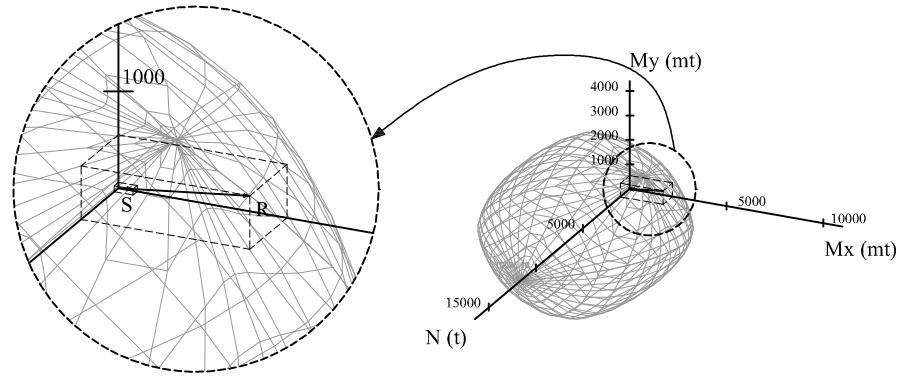


Figura 4.12: Sentido físico de los vectores \vec{R} y \vec{S} cuyo cociente define el coeficiente de seguridad k

Para llevar a cabo este estudio, primeramente se calcula, como marca la metodología propuesta, el estado de deformaciones de la sección inicial considerando que en el momento del refuerzo solamente actúan las cargas permanentes, es decir, un 40 % de las que actuaban en la sección inicial:

$$\begin{aligned} N_u &= 4358,076kN = 444,70T \\ M_{xu} &= 812,656kN = 82,92T \cdot m \\ M_{yu} &= 240,24kN = 24,51T \cdot m \end{aligned} \quad (4.17)$$

Con estos esfuerzos, la sección inicial tiene el plano de deformación que se muestra en la figura 4.13.

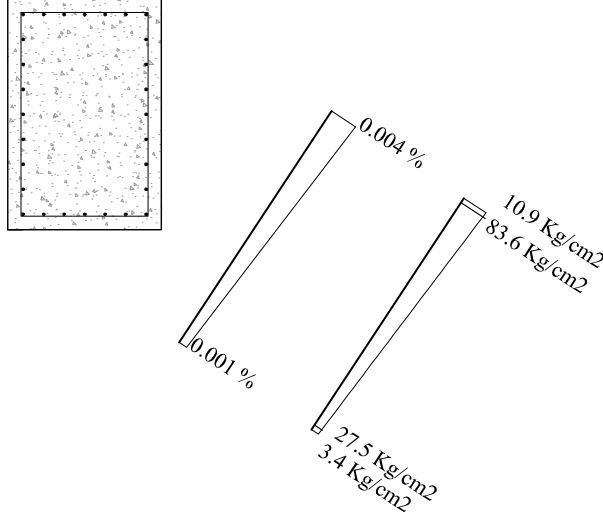


Figura 4.13: *Plano de deformación de la sección inicial debido a las cargas muertas.*

Una vez calculado el plano de deformaciones, podemos introducir estas predeformaciones en el cálculo de la sección inicial. Las predeformaciones a tener en cuenta son:

- Ángulo fibra neutra-horizontal: -0,58220095rad
- Ángulo entre sección y plano de deformación: 0,00000793rad
- Deformación en origen : 0,00001293

En este momento ya podemos calcular la sección reforzada, así como su coeficiente de seguridad partiendo de unos esfuerzos iniciales que tienen en cuenta la sobrecarga por el aumento del tablero definidos al principio del apartado. El resultados de dicho cálculo ha sido:

$$\begin{aligned}
 N_u &= 13,658,986T \\
 M_{xu} &= 2537,836T \cdot m \\
 M_{yu} &= 758,666T \cdot m \\
 k &= 8,19065
 \end{aligned}
 \tag{4.18}$$

Como se puede comprobar se cumple el criterio establecido de que el coeficiente de seguridad es superior al mínimo fijado. Podemos observar en la figura 4.14 como la superficie de interacción de la sección reforzada no crece homotéticamente debido a que solamente se refuerza un lado de la pila. Este efecto abre la puerta al estudio de la optimización de la situación del refuerzo para

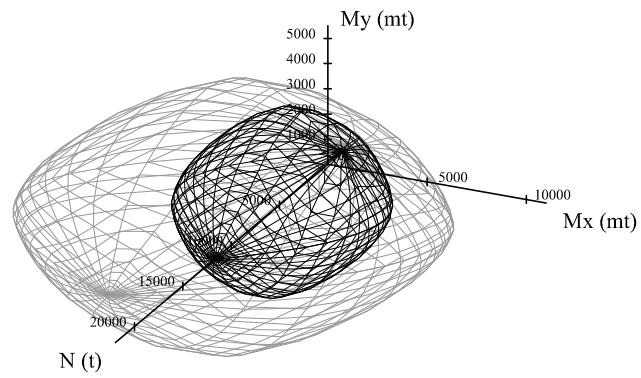


Figura 4.14: *Evolución de la superficie de interacción de la sección inicial a la reforzada.*

minimizar costes y maximizar capacidad resistentes conocidos los esfuerzos que va a tener que soportar la sección.

Capítulo 5

Conclusiones

En este trabajo se han estudiado los métodos de cálculo de refuerzo de pilares existentes sometidos tanto a flexocompresión recta como esviada y se ha desarrollado una nueva metodología para el diseño y comprobación de refuerzo mediante la técnica del encamisado de hormigón armado. La metodología propuesta está basada en la generación de diagramas de interacción bidimensionales y tridimensionales (superficies de interacción) considerando el estado previo tenso-deformacional de la sección inicial mediante un campo de predeformaciones. Este aspecto es necesario dado que los pilares (y especialmente las pilas de puente) no pueden descargarse totalmente durante el refuerzo.

Como resultado de los estudios y de los cálculos realizados, en este trabajo pueden extraerse las siguientes conclusiones:

1. Respecto del estado del conocimiento sobre métodos de comprobación de refuerzo de estructuras se ha detectado que los métodos existentes en la actualidad no tienen en cuenta de forma ajustada la reducción de capacidad resistente producida por el estado de tensiones, deformaciones y/o daño en general existente en la estructura inicial.
2. El método desarrollado consiste en partir de un plano de deformaciones previo en la estructura original. De este modo, permite tener en cuenta la influencia de las cargas actuantes durante la operación de refuerzo, en la capacidad resistente de la sección ya reforzada.
3. A mayor nivel de presolicitación, menos esfuerzos puede soportar la sección reforzada y más se aleja el resultado “riguroso” del obtenido con la metodología actual, que ignora tales efectos.
4. Los cálculos desarrollados con el método propuesto evidencian que con la metodología actual se podrían dar situaciones del lado de la inseguridad bajo un punto de vista normativo (como se puede observar en la figura

3.9), en el sentido de que al agotar el hormigón de la sección original, la sección completa debería considerarse también agotada.

5. Lo anterior pone de manifiesto las dificultades de aplicación de la normativa utilizable para el diseño de nuevas secciones al caso de obras reforzadas frente a las cuales los criterios de rotura seccional deberían ser replanteados.
6. No solamente se ha planteado una metodología para la comprobación de secciones reforzadas sino también unos criterios de diseño del refuerzo basado en:
 - Mantener los niveles equiparables de esfuerzos adimensionales ν_d , μ_{xd} , μ_{yd} en la sección original y reforzada (con sus respectivos esfuerzos).
 - Mantener un coeficiente de seguridad global entendido fijado a priori como el cociente entre el módulo del vector sollicitación y el vector resistente, antes y después del refuerzo.

Perspectivas:

Este trabajo abre un amplio campo de posibilidades de investigación y desarrollo, entre los cuales podemos citar:

- Consideración del efecto del confinamiento de la sección original por efecto del encamisado.
- Optimización del refuerzo, de forma que el coste del mismo, considerando el coste del hormigón, acero y construcción, sea mínimo.
- Consideración del comportamiento en servicio o del efecto del refuerzo en la resistencia frente a otros estados límite (pandeo, fatiga, cortante, etc..).
- Estudio de la posibilidad de, frente a los casos más simples, elaborar diagramas o ábacos adimensionales que sean útiles para proyecto, así como criterios que eviten el diseño de refuerzos poco eficaces.

Apéndice A

Resultados de los cálculos seccionales

A.1. Sección inicial. Geometría

```
*** CivilCAD 2000 *** Autores: L.M.Callís,J.M.Roig,I.Callís
*****
PROYECTO DE SECCIÓN
*****
Listado generado el día 23-05-2012 a las 10:38:41.
Nombre del proyecto : si
Normativa utilizada (España): Instrucción IAP-1998/IAPF, EHE-2008
MEMORIA DEL PROYECTO
*****
Contornos
=====
Contorno 1
Tipo de contorno : real.
Forma : poligonal.
Puntos :
x : 0.000 y : 0.000
x : 0.800 y : 0.000
x : 0.800 y : 1.200
x : 0.000 y : 1.200
Initial Strains :
Ángulo fibra neutra - horizontal (rad): 0,000
Ángulo entre la sección y el plano de deformación (rad * E-5): 0
Predeformación en el origen de coordenadas (* E-5): 0,000
Material : HA-25
Armadura
```

=====

Armadura pasiva 1

Material : B500S

Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.040 y : 0.040.

Barras : 1

Armadura pasiva 2

Material : B500S

Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.220 y : 0.040.

Barras : 1

Armadura pasiva 3

Material : B500S

Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.400 y : 0.040.

Barras : 1

Armadura pasiva 4

Material : B500S

Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.580 y : 0.040.

Barras : 1

Armadura pasiva 5

Material : B500S

Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.760 y : 0.040.

Barras : 1

Armadura pasiva 6

Material : B500S

Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.040 y : 1.160.

Barras : 1

Armadura pasiva 7

Material : B500S

Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.220 y : 1.160.

Barras : 1

Armadura pasiva 8
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.400 y : 1.160.
Barras : 1
Armadura pasiva 9
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.580 y : 1.160.
Barras : 1
Armadura pasiva 10
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.760 y : 1.160.
Barras : 1
Armadura pasiva 11
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 0.320.
Barras : 1
Armadura pasiva 12
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 0.600.
Barras : 1
Armadura pasiva 13
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 0.880.
Barras : 1
Armadura pasiva 14
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.760 y : 0.320.
Barras : 1
Armadura pasiva 15

```

Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm2
Coordenadas barra : x : 0.760 y : 0.600.
Barras : 1
Armadura pasiva 16
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm2
Coordenadas barra : x : 0.760 y : 0.880.
Barras : 1
Materiales
=====
Material 1 :
-----
Nombre : B500S
Tipo : Acero de dureza natural.
Módulo de Young E (T/m2) : 20408160.00
Resistencia característica fyk(T/m2) : 51020.00
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.150
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.000
Deformación máxima de compresión : 0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.01000
Material 2 :
-----
Nombre : HA-25
Tipo : Hormigón.
Módulo de Young E (T/m2) : 2782040.00
Resistencia característica fck(T/m2) : 2551.00
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.500
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.300
Deformación máxima de compresión : 0.00350
Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo :
: 0.00200
Listado de características geométricas de la sección.
=====
Sección Geométrica:
xg : 0.4000 yg : 0.6000 A : 0.960000
Ix : 0.460800 Iy : 0.204800 Ixy : 0.230400
Ixc : 0.115200 Iyc : 0.051200 Ixcy : -0.000000
I1 : 0.115200 I2 : 0.051200 Teta : 0.000000
dx : 0.8000 vxi : -0.4000 vxs : 0.4000
dy : 1.2000 vyi : -0.6000 vys : 0.6000

```

Sección bruta:

$x_g : 0.4000$ $y_g : 0.6000$ $A : 0.960000$
 $I_x : 0.460800$ $I_y : 0.204800$ $I_{xy} : 0.230400$
 $I_{xg} : 0.115200$ $I_{yg} : 0.051200$ $I_{xyg} : -0.000000$
 $I_1 : 0.115200$ $I_2 : 0.051200$ $Teta : 0.000000$
 $dx : 0.8000$ $v_{xi} : -0.4000$ $v_{xs} : 0.4000$
 $dy : 1.2000$ $v_{yi} : -0.6000$ $v_{ys} : 0.6000$

Sección neta:

$x_g : 0.4000$ $y_g : 0.6000$ $A : 1.009760$
 $I_x : 0.489442$ $I_y : 0.217195$ $I_{xy} : 0.242342$
 $I_{xg} : 0.125928$ $I_{yg} : 0.055634$ $I_{xyg} : -0.000000$
 $I_1 : 0.125928$ $I_2 : 0.055634$ $Teta : 0.000000$
 $dx : 0.8000$ $v_{xi} : -0.4000$ $v_{xs} : 0.4000$
 $dy : 1.2000$ $v_{yi} : -0.6000$ $v_{ys} : 0.6000$

Sección homogeneizada:

$x_g : 0.4000$ $y_g : 0.6000$ $A : 1.009760$
 $I_x : 0.489442$ $I_y : 0.217195$ $I_{xy} : 0.242342$
 $I_{xg} : 0.125928$ $I_{yg} : 0.055634$ $I_{xyg} : -0.000000$
 $I_1 : 0.125928$ $I_2 : 0.055634$ $Teta : 0.000000$
 $dx : 0.8000$ $v_{xi} : -0.4000$ $v_{xs} : 0.4000$
 $dy : 1.2000$ $v_{yi} : -0.6000$ $v_{ys} : 0.6000$

x_g, y_g = coordenadas de la posición del centro de gravedad (m).

A = área de la sección (m²).

I_x, I_y, I_{xy} = momentos de inercia respecto de los ejes coordenados que pasan por el origen (m⁴).

I_{xg}, I_{yg}, I_{xyg} = momentos de inercia respecto de unos ejes coordenados que pasan por el centro de gravedad (m⁴).

I_1, I_2 = momentos de inercia de los ejes principales de inercia de la sección (m⁴).

$Teta$ = ángulo que forman los ejes coordenados con los ejes principales de inercia dx, dy = máxima diferencia de coordenadas x, y entre puntos de la sección (es decir, cantos según los ejes x, y) (m).

$V_{xi}, V_{xs}, V_{yi}, V_{ys}$ = distancia del centro de gravedad a los puntos de máximas y mínimas coordenadas x e y (m).

Los parámetros anteriores son evaluados para los siguientes tipos de secciones:

a) Sección geométrica : se consideran los contornos y aligeramientos definidos por el usuario y no así la armadura activa ni pasiva. No se homogeneizan los materiales.

b) Sección bruta : se considera en el cálculo los mismos elementos que en la sección geométrica pero en este caso sí que se homogeneizan los materiales aplicando coeficientes de equivalencia

a los contornos adicionales respecto del primer contorno definido.

c) Sección neta : se obtiene a partir de la bruta añadiendo la armadura pasiva con su correspondiente coeficiente de equivalencia. Se descuentan también los agujeros de las vainas de la armadura activa dejándolos vacíos, es decir, sin considerar la presencia del acero en su interior.

d) Sección homogeneizada : se obtiene a partir de la sección neta añadiendo el acero de la armadura activa con su correspondiente coeficiente de equivalencia.

A.2. Sección inicial. Comprobación a rotura

```
*** CivilCAD 2000 *** Autores: L.M.Callís,J.M.Roig,I.Callís
*****
PROYECTO DE SECCIÓN
*****
Listado generado el día 23-05-2012 a las 10:38:41.
Nombre del proyecto : si
Normativa utilizada (España): Instrucción IAP-1998/IAPF, EHE-2008
MEMORIA DEL PROYECTO
*****
Cálculo de comprobación a rotura.
=====
Hipótesis de carga 1
N = 306.122 Mx = 102.040 My = 102.040
Esfuerzos últimos proporcionales a los de cálculo:
Nu = 481.958 Mxu = 160.424 Myu = 160.670
Coef. Seguridad = 1.57440
Fibra neutra : Ángulo con eje 'x' = 295.05 °
Intersección con eje 'x'= 0.676 m
Curvatura = 0.00564 m-1
Contorno principal: Def. max.=0.00350 Tens. max.= 144.56 Kp/cm2
Def. min.=-0.00345 Tens. min.= 0.00 Kp/cm2
Armadura pasiva : Def. max.=0.00320 Tens. max.= 4436.52 Kp/cm2
Def. min.=-0.00315 Tens. min.=-4436.52 Kp/cm2
Posición de la resultante de las tensiones de rotura:
Tracción = -116.889T x = 0.132m y = 0.308m
Compresión = 598.846T x = 0.616m y = 0.811m
```

A.3. Sección inicial. Cálculo de la deformación

```

*** CivilCAD 2000 *** Autores: L.M.Callís,J.M.Roig,I.Callís
*****
PROYECTO DE SECCIÓN
*****
Listado generado el día 23-05-2012 a las 10:38:41.
Nombre del proyecto : si
Normativa utilizada (España): Instrucción IAP-1998/IAPF, EHE-2008
MEMORIA DEL PROYECTO
Definición del plano de deformación incremental:
=====
Hipótesis de carga 1
N : 306.122 Mx : 102.040 My : 102.040
Ángulo fibra neutra-horizontal: -1.16214143rad
Ángulo entre sección y plano de deformación: 0.00178589rad
Deformación en origen : -0.00119000
Fibra neutra : Ángulo con eje 'x' = -66.59 °
Intersección con eje 'x'= 0.726 m
Curvatura = 0.00179 m-1
Contorno principal: Def. max.=0.00097 Tens. max.= 144.56 Kp/cm2
Def. min.=-0.00119 Tens. min.= 0.00 Kp/cm2
Armadura pasiva : Def. max.=0.00088 Tens. max.= 1793.33 Kp/cm2
Def. min.=-0.00110 Tens. min.=-2236.86 Kp/cm2

```

A.4. Sección reforzada. Metodología actual: Geometría

```

*** CivilCAD 2000 *** Autores: L.M.Callís,J.M.Roig,I.Callís
*****
PROYECTO DE SECCIÓN
*****
Listado generado el día 23-05-2012 a las 11:15:10.
Nombre del proyecto : sma
Normativa utilizada (España): Instrucción IAP-1998/IAPF, EHE-2008
MEMORIA DEL PROYECTO
*****
Contornos
=====
Contorno 1
Tipo de contorno : real.
Forma : poligonal.

```

Puntos :

x : 0.000 y : 0.000

x : 1.200 y : 0.000

x : 1.200 y : 1.800

x : 0.000 y : 1.800

Initial Strains :

Ángulo fibra neutra - horizontal (rad): 0,000

Ángulo entre la sección y el plano de deformación (rad * E-5): 0

Predeformación en el origen de coordenadas (* E-5): 0,000

Material : HA-35

Contorno 2

Tipo de contorno : aligeramiento.

Contorno que aligera : 1

Forma : poligonal.

Puntos :

x : 0.200 y : 0.300

x : 1.000 y : 0.300

x : 1.000 y : 1.500

x : 0.200 y : 1.500

Initial Strains :

Ángulo fibra neutra - horizontal (rad): 0,000

Ángulo entre la sección y el plano de deformación (rad * E-5): 0

Predeformación en el origen de coordenadas (* E-5): 0,000

Armadura

=====

Armadura pasiva 1

Material : B500S

Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.040 y : 0.040.

Barras : 1

Armadura pasiva 2

Material : B500S

Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.320 y : 0.040.

Barras : 1

Armadura pasiva 3

Material : B500S

Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.600 y : 0.040.

Barras : 1

Armadura pasiva 4
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.880 y : 0.040.
Barras : 1
Armadura pasiva 5
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 1.160 y : 0.040.
Barras : 1
Armadura pasiva 6
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 1.760.
Barras : 1
Armadura pasiva 7
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.320 y : 1.760.
Barras : 1
Armadura pasiva 8
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.600 y : 1.760.
Barras : 1
Armadura pasiva 9
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.880 y : 1.760.
Barras : 1
Armadura pasiva 10
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 1.160 y : 1.760.
Barras : 1
Armadura pasiva 11

Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm2
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 0.470.
Barras : 1
Armadura pasiva 12
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm2
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 0.900.
Barras : 1
Armadura pasiva 13
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm2
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 1.330.
Barras : 1
Armadura pasiva 14
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm2
Coordenadas barra : x : 1.160 y : 0.470.
Barras : 1
Armadura pasiva 15
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm2
Coordenadas barra : x : 1.160 y : 0.900.
Barras : 1
Armadura pasiva 16
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm2
Coordenadas barra : x : 1.160 y : 1.330.
Barras : 1
Materiales
=====
Material 1 :

Nombre : HA-35
Tipo : Hormigón.
Módulo de Young E (T/m2) : 3038660.00
Resistencia característica fck(T/m2) : 3571.40

Coefic. de minoración para situación persistente : 1.500
 Coefic. de minoración para situación accidental : 1.300
 Deformación máxima de compresión : 0.00350
 Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo:
 : 0.00200
 Material 2 :

 Nombre : B500S
 Tipo : Acero de dureza natural.
 Módulo de Young E (T/m2) : 20408160.00
 Resistencia característica f_{yk} (T/m2) : 51020.00
 Coefic. de minoración para situación persistente : 1.150
 Coefic. de minoración para situación accidental : 1.000
 Deformación máxima de compresión : 0.01000
 Deformación máxima de tracción : -0.01000
 Listado de características geométricas de la sección.
 =====
 Sección Geométrica:
 xg : 0.6000 yg : 0.9000 A : 1.200000
 Ix : 1.440000 Iy : 0.640000 Ixy : 0.648000
 Ixg : 0.468000 Iyg : 0.208000 Ixyg : -0.000000
 I1 : 0.468000 I2 : 0.208000 Teta : 0.000000
 dx : 1.2000 vxi : -0.6000 vxs : 0.6000
 dy : 1.8000 vyi : -0.9000 vys : 0.9000
 Sección bruta:
 xg : 0.6000 yg : 0.9000 A : 1.200000
 Ix : 1.440000 Iy : 0.640000 Ixy : 0.648000
 Ixg : 0.468000 Iyg : 0.208000 Ixyg : -0.000000
 I1 : 0.468000 I2 : 0.208000 Teta : 0.000000
 dx : 1.2000 vxi : -0.6000 vxs : 0.6000
 dy : 1.8000 vyi : -0.9000 vys : 0.9000
 Sección neta:
 xg : 0.6000 yg : 0.9000 A : 1.244895
 Ix : 1.499193 Iy : 0.665841 Ixy : 0.672243
 Ixg : 0.490828 Iyg : 0.217679 Ixyg : 0.000000
 I1 : 0.490828 I2 : 0.217679 Teta : 3.14159
 dx : 1.2000 vxi : -0.6000 vxs : 0.6000
 dy : 1.8000 vyi : -0.9000 vys : 0.9000
 Sección homogeneizada:
 xg : 0.6000 yg : 0.9000 A : 1.244895
 Ix : 1.499193 Iy : 0.665841 Ixy : 0.672243
 Ixg : 0.490828 Iyg : 0.217679 Ixyg : 0.000000
 I1 : 0.490828 I2 : 0.217679 Teta : 3.14159

$dx : 1.2000$ $vxi : -0.6000$ $vxs : 0.6000$
 $dy : 1.8000$ $vxi : -0.9000$ $vys : 0.9000$
 xg, yg = coordenadas de la posición del centro de gravedad (m).
 A = área de la sección (m²).
 I_x, I_y, I_{xy} = momentos de inercia respecto de los ejes coordenados que pasan por el origen (m⁴).
 I_{xg}, I_{yg}, I_{xyg} = momentos de inercia respecto de unos ejes coordenados que pasan por el centro de gravedad (m⁴).
 I_1, I_2 = momentos de inercia de los ejes principales de inercia de la sección (m⁴).
 $Teta$ = ángulo que forman los ejes coordenados con los ejes principales de inercia dx, dy = máxima diferencia de coordenadas x, y entre puntos de la sección (es decir, cantos según los ejes x, y) (m).
 Vxi, Vxs, Vyi, Vys = distancia del centro de gravedad a los puntos de máximas y mínimas coordenadas x e y (m).
 Los parámetros anteriores son evaluados para los siguientes tipos de secciones:

- Sección geométrica : se consideran los contornos y aligeramientos definidos por el usuario y no así la armadura activa ni pasiva. No se homogeneizan los materiales.
- Sección bruta : se considera en el cálculo los mismos elementos que en la sección geométrica pero en este caso sí que se homogeneizan los materiales aplicando coeficientes de equivalencia a los contornos adicionales respecto del primer contorno definido.
- Sección neta : se obtiene a partir de la bruta añadiendo la armadura pasiva con su correspondiente coeficiente de equivalencia. Se descuentan también los agujeros de las vainas de la armadura activa dejándolos vacíos, es decir, sin considerarla presencia del acero en su interior.
- Sección homogeneizada : se obtiene a partir de la sección neta añadiendo el acero de la armadura activa con su correspondiente coeficiente de equivalencia.

A.5. Sección reforzada. Metodología actual: Cálculo a rotura

*** CivilCAD 2000 *** Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís

 PROYECTO DE SECCIÓN

```

Listado generado el día 23-05-2012 a las 11:15:10.
Nombre del proyecto : sma
Normativa utilizada (España): Instrucción IAP-1998/IAPF, EHE-2008
MEMORIA DEL PROYECTO
*****
Cálculo de comprobación a rotura.
=====
Hipótesis de carga 1
N = 306.122 Mx = 102.040 My = 102.040
Esfuerzos últimos proporcionales a los de cálculo:
Nu = 1301.682 Mxu = 434.817 Myu = 434.006
Coef. Seguridad = 4.25217
Fibra neutra : Ángulo con eje 'x' = 296.37 °
Intersección con eje 'x' = 0.791 m
Curvatura = 0.00300 m-1
Contorno principal: Def. max.=0.00350 Tens. max.= 202.38 Kp/cm2
Def. min.=-0.00213 Tens. min.= 0.00 Kp/cm2
Armadura pasiva : Def. max.=0.00334 Tens. max.= 4436.52 Kp/cm2
Def. min.=-0.00197 Tens. min.=-4012.68 Kp/cm2
Posición de la resultante de las tensiones de rotura:
Tracción = -61.094T x = 0.138m y = 0.306m
Compresión = 1362.776T x = 0.898m y = 1.192m

```

A.6. Sección reforzada. Metodología propuesta: Geometría

```

*** CivilCAD 2000 *** Autores: L.M.Callís,J.M.Roig,I.Callís
*****
PROYECTO DE SECCIÓN
*****
Listado generado el día 23-05-2012 a las 11:21:15.
Nombre del proyecto : smp
Normativa utilizada (España): Instrucción IAP-1998/IAPF, EHE-2008
MEMORIA DEL PROYECTO
*****
Contornos
=====
Contorno 1
Tipo de contorno : real.
Forma : poligonal.
Puntos :
x : 0.000 y : 0.000

```

x : 1.200 y : 0.000
x : 1.200 y : 1.800
x : 0.000 y : 1.800
Initial Strains :
Ángulo fibra neutra - horizontal (rad): 0,000
Ángulo entre la sección y el plano de deformación (rad * E-5): 0
Predeformación en el origen de coordenadas (* E-5): 0,000
Material : HA-35
Contorno 2
Tipo de contorno : real.
Forma : poligonal.
Puntos :
x : 0.200 y : 0.300
x : 1.000 y : 0.300
x : 1.000 y : 1.500
x : 0.200 y : 1.500
Initial Strains :
Ángulo fibra neutra - horizontal (rad): -1,160
Ángulo entre la sección y el plano de deformación (rad * E-5):
: 178,589
Predeformación en el origen de coordenadas (* E-5): -119,000
Material : HA-25
Contorno 3
Tipo de contorno : aligeramiento.
Contorno que aligera : 1
Forma : poligonal.
Puntos :
x : 0.200 y : 0.300
x : 1.000 y : 0.300
x : 1.000 y : 1.500
x : 0.200 y : 1.500
Initial Strains :
Ángulo fibra neutra - horizontal (rad): 0,000
Ángulo entre la sección y el plano de deformación (rad * E-5): 0
Predeformación en el origen de coordenadas (* E-5): 0,000
Armadura
=====
Armadura pasiva 1
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm2
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 0.040.
Barras : 1

Armadura pasiva 2
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.320 y : 0.040.
Barras : 1
Armadura pasiva 3
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.600 y : 0.040.
Barras : 1
Armadura pasiva 4
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.880 y : 0.040.
Barras : 1
Armadura pasiva 5
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 1.160 y : 0.040.
Barras : 1
Armadura pasiva 6
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 1.760.
Barras : 1
Armadura pasiva 7
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.320 y : 1.760.
Barras : 1
Armadura pasiva 8
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.600 y : 1.760.
Barras : 1
Armadura pasiva 9

Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.880 y : 1.760.
Barras : 1
Armadura pasiva 10
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 1.160 y : 1.760.
Barras : 1
Armadura pasiva 11
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 0.470.
Barras : 1
Armadura pasiva 12
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 0.900.
Barras : 1
Armadura pasiva 13
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.040 y : 1.330.
Barras : 1
Armadura pasiva 14
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 1.160 y : 0.470.
Barras : 1
Armadura pasiva 15
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 1.160 y : 0.900.
Barras : 1
Armadura pasiva 16
Material : B500S

Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 1.160 y : 1.330.
Barras : 1
Armadura pasiva 17
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.240 y : 0.340.
Barras : 1
Armadura pasiva 18
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.420 y : 0.340.
Barras : 1
Armadura pasiva 19
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.600 y : 0.340.
Barras : 1
Armadura pasiva 20
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.780 y : 0.340.
Barras : 1
Armadura pasiva 21
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.960 y : 0.340.
Barras : 1
Armadura pasiva 22
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.240 y : 1.460.
Barras : 1
Armadura pasiva 23
Material : B500S
Armadura puntual.

Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.420 y : 1.460.
Barras : 1
Armadura pasiva 24
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.600 y : 1.460.
Barras : 1
Armadura pasiva 25
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.780 y : 1.460.
Barras : 1
Armadura pasiva 26
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.960 y : 1.460.
Barras : 1
Armadura pasiva 27
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.240 y : 0.620.
Barras : 1
Armadura pasiva 28
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.240 y : 0.900.
Barras : 1
Armadura pasiva 29
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.240 y : 1.180.
Barras : 1
Armadura pasiva 30
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²

Coordenadas barra : x : 0.960 y : 0.620.
Barras : 1
Armadura pasiva 31
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.960 y : 0.900.
Barras : 1
Armadura pasiva 32
Material : B500S
Armadura puntual.
Area : 4.909 cm²
Coordenadas barra : x : 0.960 y : 1.180.
Barras : 1
Materiales
=====

Material 1 :

Nombre : HA-35
Tipo : Hormigón.
Módulo de Young E (T/m²) : 3038660.00
Resistencia característica fck(T/m²) : 3571.40
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.500
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.300
Deformación máxima de compresión : 0.00350
Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo:
: 0.00200
Material 2 :

Nombre : B500S
Tipo : Acero de dureza natural.
Módulo de Young E (T/m²) : 20408160.00
Resistencia característica fyk(T/m²) : 51020.00
Coefic. de minoración para situación persistente : 1.150
Coefic. de minoración para situación accidental : 1.000
Deformación máxima de compresión : 0.01000
Deformación máxima de tracción : -0.01000
Material 3 :

Nombre : HA-25
Tipo : Hormigón.
Módulo de Young E (T/m²) : 2782040.00
Resistencia característica fck(T/m²) : 2551.00

Coefic. de minoración para situación persistente : 1.500
 Coefic. de minoración para situación accidental : 1.300
 Deformación máxima de compresión : 0.00350
 Deformación de cambio de tramo en la ley parábola-rectángulo:
 : 0.00200
 Listado de características geométricas de la sección.

=====

Sección Geométrica:

xg : 0.6000 yg : 0.9000 A : 2.160000
 Ix : 2.332800 Iy : 1.036800 Ixy : 1.166400
 Ixg : 0.583200 Iyg : 0.259200 Ixyg : 0.000000
 I1 : 0.583200 I2 : 0.259200 Teta : 3.14159
 dx : 1.2000 vxi : -0.6000 vxs : 0.6000
 dy : 1.8000 vyi : -0.9000 vys : 0.9000

Sección bruta:

xg : 0.6000 yg : 0.9000 A : 2.078926
 Ix : 2.257401 Iy : 1.003290 Ixy : 1.122620
 Ixg : 0.573471 Iyg : 0.254876 Ixyg : -0.000000
 I1 : 0.573471 I2 : 0.254876 Teta : 0.00000
 dx : 1.2000 vxi : -0.6000 vxs : 0.6000
 dy : 1.8000 vyi : -0.9000 vys : 0.9000

Sección neta:

xg : 0.6000 yg : 0.9000 A : 2.169379
 Ix : 2.363318 Iy : 1.049591 Ixy : 1.171465
 Ixg : 0.606121 Iyg : 0.268615 Ixyg : 0.000000
 I1 : 0.606121 I2 : 0.268615 Teta : 3.14159
 dx : 1.2000 vxi : -0.6000 vxs : 0.6000
 dy : 1.8000 vyi : -0.9000 vys : 0.9000

Sección homogeneizada:

xg : 0.6000 yg : 0.9000 A : 2.169379
 Ix : 2.363318 Iy : 1.049591 Ixy : 1.171465
 Ixg : 0.606121 Iyg : 0.268615 Ixyg : 0.000000
 I1 : 0.606121 I2 : 0.268615 Teta : 3.14159
 dx : 1.2000 vxi : -0.6000 vxs : 0.6000
 dy : 1.8000 vyi : -0.9000 vys : 0.9000

xg, yg = coordenadas de la posición del centro de gravedad (m).

A = área de la sección (m²).

Ix, Iy, Ixy = momentos de inercia respecto de los ejes coordenados que pasan por el origen (m⁴).

Ixg, Iyg, Ixyg = momentos de inercia respecto de unos ejes coordenados que pasan por el centro de gravedad (m⁴).

I1, I2 = momentos de inercia de los ejes principales de inercia de la sección(m⁴).

Teta = ángulo que forman los ejes coordenados con los ejes principales de inercia dx , dy = máxima diferencia de coordenadas x , y entre puntos de la sección (es decir, cantos según los ejes x , y) (m).

V_{xi} , V_{xs} , V_{yi} , V_{ys} = distancia del centro de gravedad a los puntos de máximas y mínimas coordenadas x e y (m).

Los parámetros anteriores son evaluados para los siguientes tipos de secciones:

- a) Sección geométrica : se consideran los contornos y aligeramientos definidos por el usuario y no así la armadura activa ni pasiva. No se homogeneizan los materiales.
- b) Sección bruta : se considera en el cálculo los mismos elementos que en la sección geométrica pero en este caso sí que se homogeneizan los materiales aplicando coeficientes de equivalencia a los contornos adicionales respecto del primer contorno definido.
- c) Sección neta : se obtiene a partir de la bruta añadiendo la armadura pasiva con su correspondiente coeficiente de equivalencia. Se descuentan también los agujeros de las vainas de la armadura activadejándolos vacíos, es decir, sin considerar la presencia del acero en su interior.
- d) Sección homogeneizada : se obtiene a partir de la sección neta añadiendo el acero de la armadura activa con su correspondiente coeficiente de equivalencia.

A.7. Sección reforzada. Metodología propuesta: Cálculo a rotura

```
*** CivilCAD 2000 *** Autores: L.M.Callís,J.M.Roig,I.Callís
*****
PROYECTO DE SECCIÓN
*****
Listado generado el día 23-05-2012 a las 11:21:15.
Nombre del proyecto : smp
Normativa utilizada (España): Instrucción IAP-1998/IAPF, EHE-2008
MEMORIA DEL PROYECTO
*****
Cálculo de comprobación a rotura.
=====
Hipótesis de carga 1
N = 306.122 Mx = 102.040 My = 102.040
Esfuerzos últimos proporcionales a los de cálculo:
Nu = 1775.868 Mxu = 591.729 Myu = 592.648
```

Coef. Seguridad = 5.80118

Fibra neutra : Ángulo con eje 'x' = 296.19 °

Intersección con eje 'x' = 0.969 m

Curvatura = 0.00349 m⁻¹

Contorno principal: Def. max.=0.00350 Tens. max.= 202.38 Kp/cm²

Def. min.=-0.00304 Tens. min.= 0.00 Kp/cm²

Subcontorno 1 : Def. max.=0.00396 Tens. max.= 144.56 Kp/cm²

Def. min.=-0.00263 Tens. min.= 0.00 Kp/cm²

Armadura pasiva : Def. max.=0.00331 Tens. max.= 4436.52 Kp/cm²

Def. min.=-0.00285 Tens. min.=-4436.52 Kp/cm²

Posición de la resultante de las tensiones de rotura:

Tracción = -166.329T x = 0.227m y = 0.457m

Compresión = 1942.197T x = 0.873m y = 1.167m

Bibliografía

- [1] S. Dritsos. Ayudas a la construcción y reparación. Universidad de Patras. Departamento de Ingeniería Civil, 2012. URL: http://www.episkeves.civil.upatras.gr/photos_ypost.htm.
- [2] M. Fernández Cánovas. *Patología y terapéutica del hormigón armado*. El Dossat S.A. 487, 1994.
- [3] V. Karbhari. *Materials Considerations in FRP Rehabilitation of Concrete Structures*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2001.
- [4] Leonard G. *BandedRetroColumn*. 2012. URL: <http://en.wikipedia.org/wiki/Image:BandedRetroColumn.jpg>.
- [5] S. M., K. Schade, and P. Nehls. *Instandsetzung zweier schornsteine aus tonerdezementbeton*. Bautechnik, 1986.
- [6] R. Ortiz, J.L., J. B. Díaz, and J. F. Gil. *Eficacia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos procedimientos diferentes*. Informes de la Construcción, 1975.
- [7] F. Regalado Tesoro. *Los pilares: criterios para su proyecto, cálculo y reparación*. CYPE Publicaciones, 1999.
- [8] A. Río Bueno. *Aportaciones al refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación*. Universidad Politécnica de Madrid, 1987.
- [9] D. SA. Démolition et maintenance des bâtiments, 2012. URL: http://www.dmbsa.ch/_library/News/renforcements/gd/img2.jpg.

*—¿Qué te parece desto, Sancho? — Dijo Don Quijote —
Bien podrán los encantadores quitarme la ventura,
pero el esfuerzo y el ánimo, será imposible.*

*Segunda parte del Ingenioso Caballero
Don Quijote de la Mancha
Miguel de Cervantes*

